



Analyse de la vulnérabilité sismique des structures à ossature en bois avec remplissage : essais expérimentaux - modélisation numérique - calculs parasismiques

Florent Vieux-Champagne

► To cite this version:

Florent Vieux-Champagne. Analyse de la vulnérabilité sismique des structures à ossature en bois avec remplissage : essais expérimentaux - modélisation numérique - calculs parasismiques. Matériaux. Université de Grenoble, 2013. Français. NNT : 2013GRENI085 . tel-01204776

HAL Id: tel-01204776

<https://theses.hal.science/tel-01204776>

Submitted on 24 Sep 2015

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

Spécialité : **Matériaux, Mécanique, Génie Civil, Electrochimie**

Arrêté ministériel : 7 août 2006

Présentée par

Florent VIEUX-CHAMPAGNE

Thèse dirigée par **Laurent DAUDEVILLE**

préparée au sein du **Laboratoire Sols, Solides, Structures, Risques 3SR**
dans l'**École Doctorale Ingénierie – Matériaux, Mécanique,**
Environnement, Energétique, Procédés, Production (IMEP-2)

Analyse de la vulnérabilité sismique des structures à ossature en bois avec remplissage

Essais expérimentaux – Modélisation numérique – Calculs
parasismiques

Thèse soutenue publiquement le **05/12/2013**
devant le jury composé de :

M. Patrick PAULTRE

Professeur à l'Université de Sherbrooke (Canada), Président

M. Abdelhamid BOUCHAIR

Professeur à l'Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand, Rapporteur

M. Luc DAVENNE

Maître de Conférences HDR à l'université Paris 10, Rapporteur

M. Ferruccio FERRIGNI

Professeur à l'université Federico II de Naples, Examineur

M. Laurent DAUDEVILLE

Professeur à l'UJF, Grenoble, Directeur de thèse

M. Stéphane GRANGE

Maître de Conférences à l'UJF, Grenoble,, Encadrant

M. Yannick SIEFFERT

Maître de Conférences à l'UJF, Grenoble, Encadrant



Remerciements

Je souhaite remercier Patrick Paultre de m'avoir fait l'honneur de présider mon jury et de m'avoir apporté son point de vue concernant mon travail. Je remercie également Ferruccio Ferrigni d'avoir fait le déplacement depuis la Grèce (où il était en déplacement suite à une mission en Australie et avant de retourner à Naples en Italie) pour apporter ses conseils et son enthousiasme. Je tiens également à remercier mes rapporteurs, Abdelhamid Bouchair et Luc Davenne, qui ont accepté d'apporter leur expertise afin d'améliorer mes travaux et cela, dans un temps imparti, très court.

Je remercie vivement mes encadrants, Laurent Daudeville, Stéphane Grange et Yannick Siefert qui m'ont énormément appris durant ces trois années de thèse, de manière complémentaire, se rendant toujours disponibles, dans toutes les situations et cela dans la joie et la bonne humeur ! J'ai vécu avec eux beaucoup de bons moments, dans différentes régions du monde, parfois difficiles mais très enrichissants.

Pour réaliser ces travaux, de nombreuses collaborations ont été nécessaires :

Tout d'abord avec le laboratoire CRAterre-ENSAG. Je tiens à remercier Philippe Garnier pour son aide précieuse, son dynamisme et sa bonne humeur. Je remercie Olivier Moles de m'avoir enmené en mission en Haïti avant que je ne débute ma thèse. Cette expérience exceptionnelle m'a beaucoup apporté personnellement et professionnellement. Je le remercie également pour sa bienveillance et ses conseils avisés. Je remercie Annalisa Caimi pour son travail rigoureux, son aide et son investissement qui ont permis de publier deux articles et d'améliorer ce manuscrit. Je remercie Christian Belinga, dit « el presidente », pour son enthousiasme, sa motivation, ses conseils dont j'ai pu profiter à l'autre bout de la France ou de l'atlantique. Je remercie Majid Hajmirbaba pour son aide et ses conseils précieux durant la construction de mes échantillons de mur. Il m'a apporté tout ce que je sais sur la pratique de la construction en terre. Je remercie également toutes les autres personnes de CRAterre qui m'ont apporté leur aide lorsque j'en ai eu besoin.

Ensuite avec le CNR-Ivalsa (Italie). Je remercie Ario Ceccotti, Andrea Pollastri et l'équipe technique pour leur aide qui m'a permis de réaliser les essais à l'échelle du mur.

Puis le FCBA. Je remercie Carole Faye, Patrice Garcia, Jean-Charles Duccini, Laurent Munier et Jessy pour leur aide qui a notamment rendu possible les essais sismiques à l'échelle de la maison.

Et avec le CETE de Nice. Je remercie Étienne Bertrand qui a apporté son expertise de sismologue à mon étude.

Je remercie Dimitri Dominguez, Julie Pinto, Damien Girard, Marc Lupo, Anthony Mariani, Frédérique Jonnard, Sophie Claude, Noro Ravoavahy, Juan Trabanino, Fabrizio Boghi, Cécilia

Doveri, Nicolas Beguin et Jasim Taher Mohammad qui m'ont accompagné en Italie ou à Bordeaux pour réaliser les corps d'épreuves et avec qui j'ai passé de très bons moments.

Je remercie beaucoup Clément Boudaud, alias « Dr. Enbois », mon très cher co-bureau et ami, qui m'a énormément aidé tout au long de ma thèse (presque un co-encadrant !). Je le remercie pour sa patience (il m'a supporté durant tout ce temps ce qui n'était pas une mince affaire), sa bonne humeur de bonne heure (et ce jusqu'à la fin de la journée) et pour son registre musical, varié, mais pas trop !

Je remercie tous les techniciens du laboratoire 3SR, particulièrement Jean-Benoît Toni, Jean-Luc Descone et surtout Simon Pla qui m'ont beaucoup aidé afin de mener à bien tous mes projets.

Je remercie également Rémi Cailletaud et Jérôme Branon pour leur aide cinq étoiles et leur humour (inside ou non).

Je remercie toute l'équipe administrative que j'ai beaucoup sollicité pour mes achats et mes missions souvent prévus pour la veille de ma demande.

Je remercie également toutes les autres personnes qui m'ont aidé pour mon travail comme Yann Malécot, François bonnel, Frédéric Da Cunha, Gaël Gombe, Dominique Daudon et Olivier Gagliardini.

Je remercie beaucoup tous mes amis du 3SR qui m'ont permis de passer trois années inoubliables ! Donc merci Stéph, Ludo, Cédric D & G, Antoine, François, No, Sylvie, Sophie, Clém, Jéré, Demoli, A2, Guilhem, Gus, Ao et tous les autres que je n'ai pas cité !

Je remercie Danielle, ma très chère belle maman, pour son aide précieuse (diurne et nocturne) durant toutes ses années et tout particulièrement durant la rédaction du manuscrit.

Je remercie également mes amis, qui m'ont soutenu, tous au long de ma vie et de ces trois ans de thèse ; Dam's, Jo, Flo, Loyk et Ju.

Je remercie profondément toute ma famille de m'avoir encouragé durant tout mon parcours et plus particulièrement mes parents, mes sœurs et mon frère, mes grands parents, Dan et Christian, Ju, Cécé, Fredo, Lilou, Fab & Cat et Marie.

Enfin je remercie du fond du cœur mon fils, Liam, et ma femme, Loriane, qui m'ont donné la force d'arriver jusque là et dont l'amour m'a porté au cours de cette expérience.

Florent Vieux-Champagne

A Loriane, Michèle et Éric Vieux-Champagne qui m'ont donné tout leur amour, qui m'ont construit et à qui je dois tout.

Résumé

Les séismes constituent une source d'aléas importante pour l'étude de la vulnérabilité d'un bâtiment. Le comportement parasismique des bâtiments à ossatures en bois est particulièrement intéressant. Deux familles de structure à ossature en bois peuvent être distinguées : les ossatures utilisant les produits industriels que sont les panneaux en bois reconstitué servant à contreventer la structure et les connecteurs métalliques, et les ossatures traditionnelles avec remplissage reposant sur des techniques de construction anciennes et dépendantes du contexte local. L'efficacité du comportement parasismique des bâtiments à ossature en bois traditionnels avec remplissage reste encore peu reconnue en raison du manque de résultats issus des travaux de recherche.

Les travaux présentés dans cette thèse visent ainsi à améliorer les connaissances sur le comportement parasismique de cette typologie constructive. Partant de l'hypothèse selon laquelle ce comportement est gouverné par la réponse des assemblages par connecteurs métalliques, une approche multi-échelles, couplant études expérimentales et études numériques est développée. Elle détaille l'analyse à l'échelle 1 de la connexion, en passant par l'échelle 2 des cellules élémentaires, constitutives des murs, par l'échelle 3 des murs de contreventement pour se finaliser à l'échelle 4 du bâtiment dans son ensemble.

Sur le plan expérimental, cette approche permet d'une part, de réaliser des études paramétriques et ainsi d'appréhender l'influence de la réponse de chaque élément (bois, clous, feuillard, remplissage, contreventement, ouvertures) sur le comportement local (échelles 1 et 2) et global (échelles 3 et 4) de la structure. D'autre part, elle permet de fournir une base de données pour la validation des modélisations numériques aux différentes échelles.

Sur le plan de la modélisation numérique, cette approche multi-échelles est fondée sur la prise en compte du comportement non-linéaire hystérétique des assemblages à l'échelle supérieure, par l'intermédiaire d'un macro-élément, développé dans le cadre de la méthode des éléments finis. Ainsi, grâce à une modélisation simplifiée (assemblage des macro-éléments), le calcul est rapide, aussi bien à l'échelle du mur qu'à celle du bâtiment, et intègre les phénomènes non-linéaires locaux. Le modèle peut ainsi prédire de manière relativement précise le comportement dynamique de la structure complète à l'échelle 4, testée sur table vibrante.

L'étude présentée dans ce manuscrit fait partie des travaux précurseurs relatifs à l'analyse de la vulnérabilité sismique des ossatures bois avec remplissage. Cette étude débouche sur de nombreuses perspectives pour l'analyse de cette typologie constructive. Elle confirme que les bâtiments à ossatures en bois avec remplissage ont un comportement parasismique très performant.

Mots clés : Bâtiment à ossature en bois avec remplissage – Connecteurs métalliques – Cellule élémentaire – Murs de contreventement – Comportement parasismique – Modélisation multi-échelles – Loi de comportement hystérétique – Chargements quasi-statique et dynamique – Essais sur table vibrante – Études expérimentales et numériques

Abstract

The seismic vulnerability is an important issue in the design of a building. The seismic resistant behavior of timber-framed structures is particularly relevant. Two types of timber-framed structures can be distinguished : the timber-framed structures using industrial products, such as wood-products panels used to brace the structure or metal fasteners, and traditional timber-framed structures included infill made of natural materials (earth or stones masonry). The seismic resistant behavior efficiency of traditional structures remains poorly recognized because of the lack of research results on this kind of construction.

Therefore, the thesis aims at improving the seismic behavior knowledge of timber-framed masonry. Based on the assumption that their behavior is driven by the response of the metal fasteners connections, a multi-scale approach is proposed. It couples experimental and numerical studies. At the scale 1 of the connection, at the scale 2 of the elementary constitutive cell of walls, at the scale 3 of structural elements such as shear walls and finally at the scale 4 of the entire building.

In regards to the experimental work, this method allows, on the one hand, to perform parametric studies and to analyze the influence of each element (wood member, nails, steel strip, infill, bracing, openings) on the local behavior (scales 1 and 2) and on the global behavior (scales 3 and 4) of the structure. On the other hand, it allows to provide a database to validate the numerical modeling at each scale.

In regards to the numerical work, this multi-scale approach allows to take into account the hysteretic behavior of joints in the development of a macro-element at the scale 2. Thus, thanks to a simplified finite element modeling (macro-element assembly), the computational cost is limited and it allows to take into account the local phenomena. The model is able to predict relatively accurately the dynamic behavior at the scale 4 of the building, tested on a shaking table.

The study, presented herein, is one of the pioneer work that deals with the analysis of the seismic vulnerability of timber-framed structures with infill panels. This study provides outlook for the analysis of this type of buildings. It confirms that the timbered masonry structures have a relevant seismic resistant behavior.

Key words : Timber-framed with infill panel – Timbered masonry structure – Shear walls – Seismic resistant behavior – Multi-scale analysis – Hysteretic behavior law – Quasi-static and dynamic loadings – Shaking table test – experimental and numerical studies

Table des matières

Remerciements	3
Dedicace	5
Résumé	7
Abstract	9
Plan	11
Liste des figures	15
Liste des tableaux	21
Liste des symboles	23
Introduction	27
 I Positionnement du problème	 33
 1 Analyse dynamique des structures à ossature bois	 35
1.1 Méthodes réglementaires d'analyses des structures	35
1.1.1 Équation d'équilibre dynamique	35
1.1.2 Approche générale	36
1.1.3 Analyses simplifiées	37
1.1.3.1 Méthode d'analyse par forces latérales	38
1.1.3.2 Méthode générale par analyse modale-spectrale	39
1.1.3.3 Méthode push-over	39
1.1.4 Conclusion	42
1.2 Méthode de modélisation numérique des ossatures bois	43
1.2.1 Approche multi-échelles	43
1.2.2 Lois de comportement	46
1.2.2.1 Phénomènes à reproduire	46
1.2.2.2 Loi de Humbert	49
1.3 Conclusion	53

2	Ossature bois avec remplissage	55
2.1	Bâti existant	55
2.1.1	Répartition des différents types d'ossature bois avec remplissage	55
2.1.2	Observation du comportement des ossatures bois avec remplissage	56
2.2	Travaux expérimentaux	60
2.2.1	Présentation des études expérimentales	62
2.2.1.1	Cellule élémentaire	62
2.2.1.2	Mur	63
2.2.2	Résultats des travaux expérimentaux	65
2.2.2.1	Cellule élémentaire	68
2.2.2.2	Mur	69
2.3	Travaux numériques	74
2.3.1	Modèle détaillé	74
2.3.1.1	Échelle du mur	74
2.3.1.2	Échelle du bâtiment	78
2.3.2	Approche Simplifiée	79
2.3.2.1	Échelle du mur	79
2.3.2.2	Échelle du bâtiment	82
2.4	Conclusion	84
3	Contexte spécifique d'Haïti	87
3.1	Situation en Haïti	87
3.1.1	Historique	87
3.1.2	Socio-économique ([141] et [65])	88
3.1.3	Le séisme du 12 janvier 2010	88
3.2	Les cultures constructives en Haïti	92
3.2.1	Milieus urbains et péri-urbains	94
3.2.1.1	Ossature poteaux-poutres en béton armé avec remplissage en maçonnerie a posteriori	94
3.2.1.2	Maçonneries en blocs de ciment ou en briques	95
3.2.1.3	<i>Gingerbread</i>	95
3.2.1.4	Conclusion	96
3.2.2	Milieus ruraux	96
3.2.2.1	Ossature bois remplie d'une maçonnerie de pierre	97
3.2.2.2	Ossature bois clissée	97
3.2.2.3	Ossature bois bardée par des planches	97
3.2.2.4	Maçonnerie de pierre ou de briques de tuf découpé	97
3.2.2.5	Blocs de ciment	98
3.2.2.6	Conclusion	99
3.3	Choix de la structure étudiée	99

II Analyse mutli-échelles de la vulnérabilité sismique des ossatures bois avec remplissage 103

4	Présentation de l'étude	105
4.1	La structure	105
4.1.1	Fondations	105
4.1.2	Murs	105
4.1.3	Toiture	106
4.2	Approche multi-échelles	107
4.3	Conclusion	109

5	Échelle 1 : connecteur métallique	111
5.1	Essais expérimentaux	111
5.1.1	Description des essais	111
5.1.1.1	Montages expérimentaux	111
5.1.1.2	Procédures expérimentales	112
5.1.2	Résultats	113
5.2	Modélisation de l'assemblage	118
5.2.1	Procédure de calage de la loi	119
5.2.2	Méthodes d'obtention des paramètres de la loi	120
5.3	Conclusion	124
6	Échelle 2 : cellule élémentaire	125
6.1	Essais expérimentaux	125
6.1.1	Description des essais	125
6.1.1.1	Montage expérimental	125
6.1.1.2	Procédures expérimentales	127
6.1.2	Résultats	130
6.1.3	Conclusion	137
6.2	Modélisation	137
6.2.1	Modélisation détaillée de la cellule élémentaire à partir des lois de com- portement des assemblages	138
6.2.2	Macro-élément	144
6.2.3	Calage	144
6.2.4	Résumé	148
6.3	Conclusion	149
7	Échelle 3 : mur	151
7.1	Essais expérimentaux	151
7.1.1	Description des essais	152
7.1.1.1	Montage expérimental	152
7.1.1.2	Procédures expérimentales	153
7.1.2	Résultats	155
7.1.2.1	Mur élémentaire, $n = 1$	155
7.1.2.2	Mur, $n = 4$	156
7.1.3	Comparaison des résultats d'essais sur ossature bois avec remplissage	159
7.2	Modélisation	162
7.2.1	Modèle simplifié	162
7.2.2	Résultats	162
7.3	Conclusion	165
8	Échelle 4 : bâtiment	167
8.1	Essais expérimentaux	167
8.1.1	Plan d'expérience	167
8.1.1.1	Les signaux sismiques	167
8.1.1.2	Programmation des essais	170
8.1.2	La Table vibrante et la structure testée	172
8.1.2.1	Caractéristiques	172
8.1.2.2	Ancrage de la maison sur la table	172
8.1.2.3	La structure	172
8.1.3	Instrumentation et mesure	174
8.1.3.1	Mesures de déplacements	174

8.1.3.2	Mesures d'accélération	176
8.1.3.3	Mesure de l'effort	176
8.1.4	Résultats	177
8.1.4.1	Analyse fréquentielle	177
8.1.4.2	Analyse de l'endommagement entre chaque essai	177
8.1.4.3	Analyse temporelle	178
8.1.4.4	Murs de contreventement :	180
8.1.5	Conclusion	186
8.2	Modélisation	187
8.2.1	Maillage de la maison	187
8.2.2	Analyse Modale	188
8.2.3	Analyse Push-over	189
8.2.4	Analyse temporelle	190
8.3	Conclusion	192
Conclusion		195
Bibliographie		201
III Annexes		211
A Échelle 1 : Assemblages – Courbes expérimentales		213
B Échelle 2 : Cellule élémentaire – Courbes expérimentales		215

Table des figures

1	Les deux grandes familles d'ossatures bois	28
2	Exemples de systèmes constructifs vernaculaires à ossature en bois ou en bambou, [15]	28
1.1	système à un degré de liberté	35
1.2	Détermination de la relation force-déplacement idéalisée, [51]	40
1.3	Déplacements cibles d_t^* en fonction de la période T^* , [12] et [51]	41
1.4	Modélisation fine d'un assemblage cloué, [115]	43
1.5	Évolutions force-déplacement cycliques expérimentales à différentes échelles d'étude – ossature bois moderne, [12]	44
1.6	Évolution force-déplacement cyclique expérimentale à l'échelle d'un mur – ossature bois traditionnelle remplie, [5]	45
1.7	Décomposition des types de déformation d'un mur, [12]	46
1.8	Comportement caractéristique à modéliser, [12]	47
1.9	Effets de l'endommagement sur le comportement d'un élément de structure à ossature en bois, [12]	48
1.10	Loi de comportement semi-rigide 1D, [85]	50
1.11	Définition des boucles d'hystérésis, [85]	51
2.1	Systèmes à ossatures en bois dont la conception prend en compte les besoins locaux et dans la plupart des cas les aléas naturels Fond de carte : exposition « Volcans, Séismes, tsunamis, vivre avec le risque » – Palais de la découverte – Du 12 octobre 2007 au 11 mai 2008	57
2.2	Cartographie de l'accélération maximale du sol avec une probabilité de dépassement de 10% sur une période de retour de 50 ans, Dutu <i>et al.</i> [46]	58
2.3	Ossatures bois avec remplissage – Systèmes constructifs existants	61
2.4	Cellule élémentaire d'un mur <i>frontal</i> , [53] and [62]	62
2.5	Mur <i>frontal</i>	64
2.6	<i>Dhajji-dewari</i> wall, Ali <i>et al.</i> [5]	65
2.7	<i>Maso</i> wall, Ceccotti <i>et al.</i> [18]	65
2.8	Méthodes d'analyse classiques utilisées pour la détermination du déplacement élastique, Muñoz <i>et al.</i> [111]	66
2.9	Définition de E_d et E_p pour la détermination de l'amortissement visqueux équivalent (EVDR), EN 12512 [49]	67
2.10	Faciès de ruptures des cellules élémentaires sans remplissage (SR) et avec (R), [53] et [62]	68
2.11	Influence du chargement vertical (F_v) sur les performances sismiques des murs à ossature bois, [143]	70

2.12	Mode de rupture est de déformation du mur <i>Dhajji-dewari</i> étudié dans [5]	72
2.13	Mode de rupture est de déformation du mur <i>frontal</i> étudié dans [143]	72
2.14	Mode de rupture avant et après renforcement du mur <i>frontal</i> étudié dans [110] .	72
2.15	Mode de rupture du mur <i>frontal</i> étudié dans [124] dont le comportement se compose en mouvement de corps rigide et en cisaillement	73
2.16	Mode de rupture des murs <i>maso</i> , remplis avec pierres (RP) ou briques (RB), étudiés dans [19]	73
2.17	Modélisation détaillée d'un mur <i>frontal</i> et comparaison avec les résultats expérimentaux, [96]	75
2.18	Loi de comportement des différents éléments de la modélisation d'un bâtiment <i>dhajji</i> [84]	76
2.19	Modélisation d'un mur <i>Dhajji-dewari</i> , [84]	77
2.20	Expérimental/numérique : comparaison des modes de rupture <i>dhajji</i> [84]	77
2.21	Modélisation à l'échelle du bâtiment : dégâts structurels engendrés par un séisme pour deux configurations dont les assemblages poteaux-poutres sont cloués ou pas. [84]	78
2.22	Modèles simplifiés d'un mur <i>maso</i> et d'un mur X-Lam dont le comportement hystérétique est calibré à partir du modèle de Florence, [21]	80
2.23	Modélisation simplifiée d'un essai cyclique réalisé sur un mur <i>frontal</i> , [96]	80
2.24	Analyse push-over des murs <i>Dhajji-dewari</i> , [2]	81
2.25	Analyse sismique des murs <i>Dhajji-dewari</i> idéalisés par une poutre avec rotules plastiques aux extrémités dont le comportement est décrit par une loi tri-linéaire, [2]	82
2.26	Modélisation simplifiée d'un mur <i>frontal</i> – Calage du modèle hystérétique à partir des résultats expérimentaux, [108]	82
2.27	Modélisation simplifiée d'un bâtiment complet, [96]	83
2.28	Modèles simplifiés d'un mur <i>maso</i> à 2 niveaux et d'un bâtiment construit avec des murs X-Lam, [21]	83
2.29	Modélisation de structures <i>Dhajji</i> et leur idéalisation par la méthode des murs équivalents (Equivalent Frame Method), [3]	84
2.30	Modélisation 3D simplifiée d'un bâtiment <i>Pombalino</i> , [109]	84
3.1	Risques naturels en Haïti : sévérité et désastres majeurs. Hu – Hurricane, TS – Tropical Storm, FL – Flood, LS – Landside, EQ – Earthquake	89
3.2	La déforestation est en partie responsable de nombreux glissements de terrains .	89
3.3	Ouragans et inondations induites	90
3.4	Zone affectées par le séisme et mouvement de population (USAID)	91
3.5	Carte sismique de l'île d'Hispaniola de 1900 à 2010. Les précurseurs et les répliques ne figurent pas sur cette carte. Les séismes sont groupés en trois catégories de profondeur (d) de l'épicentre et leur magnitude est indiquée par la tailles des symboles, [66].	92
3.6	Défauts de conception sur des bâtiments à ossature poteaux-poutres en béton armé avec remplissage en maçonnerie à posteriori	94
3.7	Défauts de conception sur des bâtiments à ossature poteaux-poutres en béton armé avec remplissage en maçonnerie à posteriori	95
3.8	<i>Gingerbread</i> combinant les trois techniques de construction : rez-de-chaussée – murs porteurs en maçonnerie, premier étage – colombage et murs des combles – charpente bois (Langenbach <i>et al.</i> [102])	96
3.9	Maison à ossature bois remplie d'une maçonnerie de pierre appelée localement « Kay mur »	97
3.10	Maison à ossature bois clissée sans enduit de terre appelé localement « Kay ajoupa »	98
3.11	Maison à ossature bois clissée avec enduit de terre appelée localement « Kay klisé »	98

3.12	Maison à ossature bois avec bardage en bois appelée localement « Kay an planch »	98
3.13	maçonnerie de pierre	99
3.14	Maçonnerie en blocs de ciment	99
3.15	Endommagements observés suite au séisme sur les constructions traditionnelles des milieux ruraux	100
3.16	Type de maison (Projet Misereor) sur laquelle est basée la structure étudiée . . .	101
4.1	Dimensions de la structure (mm)	106
4.2	Les deux types de connexions de la structure étudiée	107
4.3	Composition de la toiture	107
4.4	Principe de l'approche multi-échelles expérimentale et numérique développée . .	110
5.1	Essais sur assemblage	111
5.3	Protocoles de chargement CEN utilisé pour les essais sur assemblage	114
5.7	Influence du nombre de clous sur le comportement des assemblages – Diagramme Force-Déplacement des essais en traction et en cisaillement (courbes enveloppes (Env) et courbe moyenne (A) des tests monotones)	116
5.8	Influence du type de clous sur le comportement des assemblages – Diagramme Force-Déplacement des essais en traction (courbes enveloppes (Env) et courbe monotone (M))	117
5.9	Influence du type de feuillard sur le comportement des assemblages – Diagramme Force-Déplacement des essais en traction et en cisaillement (courbes enveloppes (Env) et courbe moyenne (A) des tests monotones)	117
5.10	Modélisation de l'assemblage	119
5.11	Réponse de la loi de comportement pour différents chargements cycliques, [12] . .	120
5.12	Essais sur assemblage avec 6 clous – courbes des trois essais monotones (m), leur courbe moyenne et la courbe enveloppe de l'essai cyclique	122
5.13	Calage du modèle de Humbert sur le comportement expérimental de l'assemblage sollicité en traction	122
5.14	Calage du modèle de Humbert sur le comportement expérimental de l'assemblage sollicité en cisaillement	122
5.15	Pourcentage d'erreur pour chaque cycle entre résultats expérimentaux et numé- riques relatif à l'énergie et à la force maximale – En rouge, chaque premier cycle de charge précédant deux cycles de recharge au même déplacement cible	123
5.16	Comparaison de l'énergie cumulée obtenue à partir du comportement Force- Déplacement expérimental et numérique de l'assemblage à 6 clous	123
6.1	Première étape de la conception du « mini-mur »	127
6.2	Seconde étape de la conception du « mini-mur »	127
6.3	Dernière étape de la conception du « mini-mur »	128
6.4	Configurations testées avec contreventement	128
6.5	Configurations testées sans contreventement	129
6.6	Détails techniques et dimensions de la cellule élémentaire	129
6.7	Position et installation des capteurs LVDT	129
6.8	Cellule élémentaire – Diagramme Force-Déplacement	131
6.9	Essais oligocycliques réalisés pour les configurations contreventées	131
6.10	Déplacement vertical et horizontal en pied de chaque poteau en fonction du pas de temps – Configurations contreventées avec remplissage d'adobes et de pierres – Courbes monotones et courbes enveloppes des essais oligocycliques 1 et 2 . . .	132
6.11	Les différents modes de ruptures observés dans les assemblages au cours des essais sur cellule élémentaire	133
6.12	Valeur absolue de l'EVDR en fonction du <i>drift</i> des cellules élémentaires	135

6.13	Indicateurs de performance sismique appliqués aux cellules contreventées	135
6.14	Étape 1 - Modélisation plane de la cellule avec blocage des <i>ddl</i> des nœuds 2 et 5 correspondant au déplacement selon x	139
6.15	Résultats de la modélisation de l'étape 1	139
6.16	Étape 2 - Modélisation de la cellule – Par rapport à l'étape 1, les <i>ddl</i> horizontaux des nœuds 2 et 5 sont relâchés	140
6.17	Résultats de la modélisation de l'étape 2	141
6.18	Étape 3 - Modélisation de la cellule – Par rapport à l'étape 2, les éléments e8 et e9 ont été ajoutés afin de prendre en compte les sources dissipatives d'énergie du « mini-mur »	142
6.19	Résultats de la modélisation de l'étape 3	142
6.20	Étape 4 - Modélisation de la cellule – Par rapport à l'étape 3, les éléments e10 et e11 ont été ajoutés permettant de prendre en compte une résistance latérale plus importante	144
6.21	Étude paramétrique du déplacement d'« équilibre » d_g	145
6.22	Résultats de la modélisation de l'étape 4	146
6.23	Réactions horizontales en fonction du déplacement en tête obtenues pour un chargement monotone et oligocyclique – Résultats de la modélisation de l'étape 4 sans la prise en compte des sources dissipatives d'énergie du « mini-mur »	146
6.24	Étape 5 - Modélisation de la cellule – Par rapport à l'étape 4, l'élément e8 est ajouté pour modéliser l'effort résiduel dû à l'ajout de remplissage dans l'ossature	147
6.25	Résultat du modèle avec la prise en compte du remplissage (6 clous par connexion)	147
6.26	Macro-élément	147
6.27	Détermination du rapport R_g pour une cellule élémentaire comportant des assemblages à 4 clous	148
6.28	Calage de la loi du macro-élément sur la réponse prédite par le modèle détaillé comportant des assemblages à 8 clous	148
7.1	Portique d'essai du CNR-Ivalsa (Italie)	152
7.2	Bridage du corps d'épreuve	153
7.3	Essais à l'échelle 3	154
7.4	Diagramme Force- <i>Drift</i> des murs élémentaires avec et sans remplissage	155
7.5	Déformations d'un mur élémentaire	156
7.6	Diagramme Force- <i>Drift</i> des murs avec et sans remplissage	158
7.7	Aperçu de la position du vérin pour les déplacements extrêmes et neutre	158
7.8	Déformation des murs avec et sans remplissage à la fin des essais monotones	158
7.9	Indicateurs de performance sismique appliqué aux murs avec et sans remplissage	160
7.10	Modélisation simplifiée du mur par assemblage des macro-éléments	162
7.11	Modèle équivalent à la modélisation simplifiée	162
7.12	Prédiction du comportement expérimental du mur à partir du modèle simplifié	163
7.13	Pourcentage d'erreur pour chaque cycle entre résultats expérimentaux et numériques relative à l'énergie et à la force maximale	164
7.14	Comparaison de l'énergie cumulée obtenue à partir du comportement Force-Déplacement expérimental et numérique du mur avec remplissage	164
8.1	Vue schématique de la méthode de sommation EGF. (A) La fonction de Green correspond au « petit » évènement enregistré. La source est modélisée par un spectre de Brune ω^{-2} . (B) 500 ESTF ont été générées prenant en compte différents processus de rupture relatifs à un évènement de grande intensité. (C) La convolution de chaque ESTF est réalisée avec la fonction de Green permettant d'obtenir les 500 accélérogrammes simulés	168
8.2	Données fréquentielles et temporelles du signal d'Haïti	169

8.3	Données fréquentielles et temporelles du signal lointain de Guadeloupe	171
8.4	Méthode expérimentale utilisée pour l'analyse de la structure	172
8.5	Données fréquentielles et temporelles du signal lointain de Guadeloupe	173
8.6	Ancrage de l'ossature bois sur la table vibrante dans d'un cadre métallique encastrée sur cette dernière	173
8.7	Position des capteurs de mesure	174
8.8	Modes propres de la structure obtenu à partir de l'AME, [44]	177
8.9	FRF des Bruits effectuée entre chaque séisme (ACC7/ACC10), [44]	178
8.10	Endommagement le plus important observable au niveau des connexions suite au signal Haïti 300 % (mur Sud sollicité hors-plan, connexion en tête et au milieu du panneau)	178
8.11	Signal Haïti 300 % – Comparaison des mesures obtenues pour CAF2 et CAF7	179
8.12	Signal Haïti 300 % – Comparaison des mesures obtenues pour CAF1 et CAF2	180
8.13	Signal Haïti 300 % – Comparaison des déplacements au faîtage (CAF12) et au niveau de la lisse intermédiaire (CAF6) par rapport au déplacement en tête et au milieu du mur (CAF5)	181
8.14	Déformation hors plan de la façade Nord pour chaque signal d'Haïti à mi hauteur du mur (DW6), en tête de mur (DW5) et au niveau du faîtage (DW12)	182
8.15	Comparaison, dans le domaine temporelle, des réponses en Accélération, Force et déplacement, mesurées au niveau de la table vibrante	183
8.16	Soulèvement des poteaux d'angle de la façade Ouest en fonction du temps	184
8.17	Maillage du mur sous le logiciel Tracker	185
8.18	Comparaison du mouvement de la table vibrante mesurée par le LVDT situé au niveau du vérin et par la CIN	185
8.19	Signal Haïti 300 % – Comparaison des mesures obtenues pour CAF2 et par la caméra rapide en tête de mur	186
8.20	Analyse des déplacements horizontaux et verticaux dans les connexions de type-1, de type-2 et dans le remplissage, pour le signal d'Haïti 300 %	187
8.21	Maillage de la structure basé sur l'assemblage des macro-éléments	188
8.22	Analyse modale – fréquence propre (f) et proportion de la masse modale mise en mouvement par rapport à la masse totale (ν_m)	189
8.23	Résultats de l'application de la méthode push-over – Points de performance (point rouge à l'intersection de la courbe de capacité et du spectre de réponse élastique)	190
8.24	Signal Haïti 100 % – Comparaison des résultats expérimentaux et numériques	191
8.25	Signal Haïti 200 % – Comparaison des résultats expérimentaux et numériques	192
8.26	Signal Haïti 300 % – Comparaison des résultats expérimentaux et numériques	193
8.27	Ossature bois contreventée par croix de Saint-André avec remplissage	199
A.1	Influence du nombre de clous – Diagramme Force-Déplacement des essais en traction	213
A.2	Influence du nombre de clous – Diagramme Force-Déplacement des essais en cisaillement	214
B.1	Calage des paramètres du modèle de Humbert à partir de la courbe moyenne monotone et de la courbe oligocyclique de la réponse des assemblages de type-1 réalisés avec huit clous	216

Liste des tableaux

1.1	Coefficients de comportement de l'Eurocode 8 pour les structures bois, [51]	42
1.2	Comparaison synthétique des lois de comportement hystérétique, [12]	49
2.1	Cellule élémentaire – Valeurs importantes et observations générales	71
2.2	Comparaison des tests sur murs remplis – Valeurs importantes et observations générales	71
3.1	Chiffres socio-économiques	88
3.2	Répartition des bâtiments par type selon le matériau des murs et le milieu de résidence, [86]	93
5.1	Les différentes configurations d'assemblages testées en traction	113
5.2	Les différentes configurations d'assemblages testées en cisaillement	113
5.3	Assemblage de type-1 : résultats des essais en traction	118
5.4	Assemblage de type-1 : résultats des essais en cisaillement	118
6.1	Configurations des essais sur cellule élémentaire	130
6.2	Résultats des essais en cisaillement réalisés sur les cellules contreventées	136
6.3	Résultats des essais en cisaillement réalisés sur les cellules non contreventées	137
7.1	Configurations des essais	154
7.2	Résultats des essais sur mur élémentaire	156
7.3	Résultats des essais en cisaillement des murs avec ou sans remplissage	161
7.4	Comparaison des tests sur structures à ossature bois – Valeurs importantes et observations générales	161
7.5	Comparaison des valeurs caractéristiques du comportement expérimental et numérique du mur	165
8.1	Valeurs maximales des signaux sismiques sélectionnés	171
8.2	Comparaison des valeurs maximales des déplacements mesurées en tête des murs de contreventement	179
8.3	Déplacements relatifs maximum mesurés par CAF5 au milieu du mur sollicité hors-plan	180
8.4	Accélérations relatives maximales	181
8.5	Déplacements, accélérations et efforts maximum relatifs au mouvement de la table	181
8.6	Comparaison des résultats expérimentaux et numériques : valeurs maximales des déplacements	194

B.1	Paramètres positifs et négatifs obtenus à partir du calage de la loi sur le comportement des assemblages de type-1 à 8 clous	215
B.2	Paramètres utilisés pour le calage de la loi de comportement du macro-élément à partir de la réponse prédite du modèle détaillé de la cellule élémentaire (symétrique)	216

Liste des symboles

Majuscules latines

A	m^2	Aire
A_{Ed}	N	Valeur de calcul de l'action sismique
\mathbf{C}	Ns/m	Matrice d'amortissement visqueux
C_t	—	Coefficient de calcul de la période T_1
C_v	%	Coefficient de variation
D	m	Diamètre
E_d	N	Valeur de calcul des effets de l'action
E_d	$N.m$	Energie dissipée par demi-cycle
E_E	N	Valeur de la variable d'intérêt (analyse modale)
E_E^i	N	Valeur de la variable d'intérêt pour le mode i (analyse modale)
E_m^*	Nm	Energie du système élasto-plastique parfait (méthode push-over)
E_{mean}	N/m^2	Module d'Young moyen (ou E)
E_p	$N.m$	Energie potentielle par demi-cycle
F^*	N	Effort tranchant équivalent (méthode push-over)
F_{C18}	N	Force pondérée par $\rho_{mean,C18}$
F_{max}	N	Force maximale du côté positif
F_{min}	N	Force maximale du côté négatif
F_y^*	N	Seuil de plasticité en force (méthode push-over)
F_b	N	Effort tranchant à la base de la structure
F_i	N	Effort tranchant au niveau i
$F_{i,c}$	N	Effort en compression à l'extrémité d'un mur de contreventement
$F_{i,t}$	N	Effort en traction à l'extrémité d'un mur de contreventement
$F_{i,v}$	N	Valeur de l'effort tranchant à la base du mur de contreventement
F_{r0}	N	Force résiduelle à déplacement nul
F_v	N	Charge vertical sur un mur
\bar{F}_i	N	Effort tranchant normalisé au niveau i
H	m	Hauteur de bâtiment
\mathbf{K}	N/m	Matrice de raideur (ou de rigidité)
K_0	N/m	Raideur initiale
K_g	N/m	Raideur tangentielle de glissement de la cellule élémentaire
L	m	Longueur
\mathbf{M}	kg	Matrice de masse
M_W	—	Magintude de moment
PGA	g	<i>Peak Ground Acceleration</i>
P_{max}	N	Force maximale (méthode EEEP)
R_d	N	Résistance de calcul

R_g	—	Seuil de glissement tangentielle de la cellule élémentaire
$S_d(T)$	m/s^2	Spectre de calcul
$S_e(T)$	m/s^2	Spectre de réponse élastique
$S_i(T)$	m/s^2	Spectre de réponse inélastique (méthode push-over)
T_i	s	Période propre du mode i
T_j	s	Période propre du mode j
T^*	s	Période propre (méthode push-over)
T_1	s	Période fondamentale
T_B	s	Période fondamentale
T_C	s	Période initiale du plateau du spectre en accélération
V_y	m	Glissement limite (NF EN 12512)
\bar{X}	—	Valeur moyenne

Minuscules latines

$a(t)$	m/s^2	Vecteurs des accélérations
b_i	m	largeur d'un mur de contreventement
c	Ns/m	Coefficient d'amortissement visqueux
d	m	Déplacement
d^*	m	Déplacement équivalent (méthode push-over)
d_e	m	Déplacement calculé en élastique
$d_e t^*$	m	Demande en déplacement (méthode push-over)
d_g	m	glissement tangentielle de la cellule élémentaire
d_m^*	m	Seuil de plasticité en déplacement (méthode push-over)
d_{max}	m	Déplacement à F_{max}
d_n	m	Déplacement en tête
d_u	m	Déplacement ultime
d_s	m	Déplacement calculé en inélastique
d_t^*	m	Déplacement cible (méthode push-over)
d_u	m	Déplacement ultime
d_y	m	Déplacement limite élastique
d_y^*	m	Limite élastique (méthode push-over)
f	Hz	Fréquence
f_0	Hz	Fréquence du mode fondamental
f_1	Hz	Fréquence du second mode propre
f_2	Hz	Fréquence du troisième mode propre
$f_{h,k}$	N/mm^2	Portance locale du bois
h	m	Hauteur d'un mur de contreventement
k	N/m	Raideur (ou rigidité)
k_j	N/m	Raideur (ou rigidité) de l'étage j
m	kg	Masse
m^*	kg	Masse d'un système 1 ddl équivalent (méthode push-over)
m_b	—	Magnitude des ondes de volume
m_i	kg	Masse de l'étage i
m_j	kg	Masse de l'étage j
n	—	Nombre de clous ou de cellule dans la direction horizontale
$p(t)$	N	Vecteurs des forces externes
q	—	Coefficient de comportement
q_d	—	Coefficient de comportement en déplacement
q_u	—	Coefficient de comportement (méthode push-over)
s_i	m	Déplacement de la masse m_i

s_j	m	Déplacement de la masse m_j
t	s	Temps
$u(t)$	m	Vecteurs des déplacements
$v(t)$	m/s^1	Vecteurs des vitesses
z_i	m	Hauteur de la masse m_i

Majuscules grecques

Δt	s	Incrément temporel
Δ_{max}	m	Déplacement à P_{max} (méthode EEEP)
$\Delta_{failure}$	m	Limite ultime (méthode EEEP)
Δ_{yield}	m	Limite élastique (méthode EEEP)
Γ	—	Coefficient de transformation (méthode push-over)
Φ_i	m	Déplacement normalisé au niveau i

Minuscules grecques

ϵ	—	Déformation
γ	N	Poids spécifique
λ	—	Coefficient de correction
μ_Δ	—	Ductilité
μ	—	Coefficient de frottement
ω_0	rad/s	Pulsation du mode fondamental
ω_1	rad/s	Pulsation du second mode propre
ρ	kg/m^3	Masse volumique
ρ_k	kg/m^3	Masse volumique caractéristique
ρ_m	kg/m^3	Masse volumique moyenne réglementaire
$\bar{\rho}$	kg/m^3	Masse volumique moyenne
σ_d	—	Ecart type
ξ	%	Amortissement visqueux
ξ_{eq}	%	Amortissement visqueux équivalent (EVDR)

Introduction

Contexte

Les structures à ossature bois se sont développées sur une grande partie des zones habitées de la planète depuis de nombreuses années (Fleury et Chiche [55]). Ceci s'explique notamment par la rapidité et la facilité de leur mise en œuvre, ainsi que par l'abondance et le coût réduit du matériau bois. Face aux récentes problématiques du secteur de la construction telles que le développement durable et la prise en compte des nouveaux zonages sismiques, l'utilisation et le développement de ce type de structure représente une solution particulièrement appropriée¹.

Deux grands types de ces systèmes constructifs peuvent être identifiés :

- les ossatures bois modernes² (fig. 1(a)) : leur construction requiert l'utilisation de produits issus de procédés industriels tels que les matériaux dérivés du bois (*e.g.* panneaux OSB, bois lamellé-collé, etc.) ou les connecteurs métalliques. Ceci les rend inaccessibles dans de nombreux pays (coût, transport, matière première, etc.). Par ailleurs, de nombreuses données sont disponibles dans les codes de construction et les journaux scientifiques permettant l'étude parasismique de ces bâtiments (Boudaud [12]).
- les ossatures bois avec remplissage (fig. 1(b)) : leur construction implique simplement l'utilisation des matériaux locaux permettant à ses habitants d'en maîtriser le coût. Leur répartition s'étend sur toutes les zones de la planète où le matériau bois est ou a été disponible (fig. 2, Caimi [15]). Au-delà de leurs qualités de respect environnemental et de respect des cultures locales, leur comportement sous sollicitation sismique a montré qu'elles résistaient bien à cet aléa. C'est le constat qui a été fait lors des derniers séismes importants (Turquie 1999, Grèce 2003, Inde 2005 et Haïti 2010) durant lesquels elles n'ont souvent subi que quelques dommages Tobriner [138], Makarios et Demosthenous [107], Langenbach [100], Audefroy [8], et Dutu *et al.* [46]. Pourtant l'utilisation de ces méthodes constructives dans la (re)construction reste marginale. Ceci s'explique par :
 - L'inexistence de codes de construction ne permettant pas d'assurer la fiabilité de leur conception et de leur réalisation du point de vue de la sécurité.
 - Le manque de projet de recherche relatif à leur étude ne permet pas d'acquérir une connaissance détaillée de leur vulnérabilité sismique.

1. loi du 3 août 2009 de programmation relative à la mise en œuvre du Grenelle Environnement

2. Dans ce manuscrit, le mot « moderne » relatif aux constructions s'oppose au terme « traditionnelle » ou à « vernaculaire » sans connotation positive ou négative.

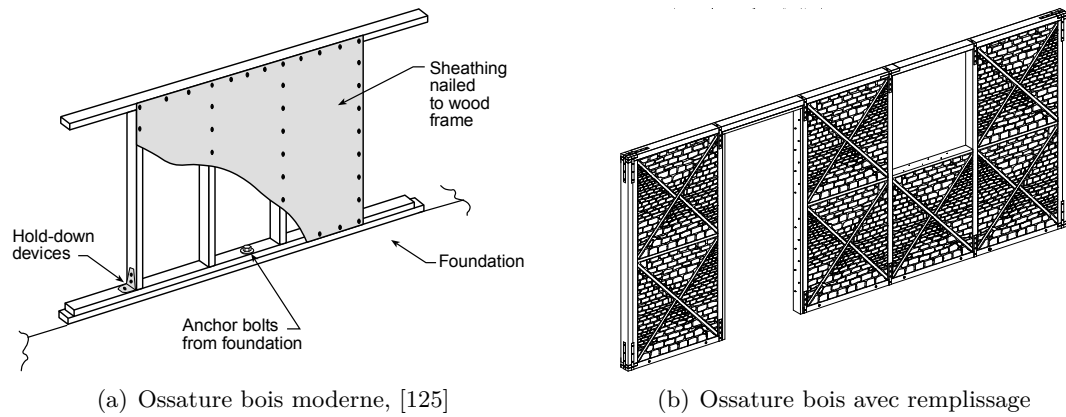


FIGURE 1 – Les deux grandes familles d’ossatures bois



FIGURE 2 – Exemples de systèmes constructifs vernaculaires à ossature en bois ou en bambou, [15]

Problématique

Pour résumer, ces ossatures bois avec remplissage en matériaux locaux s’inscrivent dans une démarche de développement durable et de respect des cultures locales. Elles ont montré qu’elles résistaient bien à l’aléa sismique. Cependant, elles restent peu reconnues par les acteurs officiels et

internationaux de la construction, principalement à cause de l'absence de données réglementaires et du manque de projet de recherche qui permettraient leur dimensionnement et une meilleure appréhension de leur comportement parasismique. Or, ce comportement est complexe car il dépend de l'influence de multiples paramètres constructifs dont les caractéristiques varient :

- Ossature bois.
- Assemblage (traditionnel ou métallique).
- Remplissage (torchis, maçonnerie de pierre ou d'adobe, à base de mortier de terre, de chaux ou de ciment, etc.).
- Fondations.

Objectifs de la thèse

Afin de prouver que les ossatures bois avec remplissage sont performantes d'un point de vue parasismique, ce manuscrit présente une approche multi-échelles, qui couple expérimentation et simulation numérique, permettant :

- D'étendre les connaissances relatives à leur comportement global (échelle de la maison et du mur de contreventement) et local (échelle de l'assemblage et de la cellule élémentaire³).
- De prouver leurs performances par des tests à échelle 1 : 1.
- D'estimer l'influence que peuvent avoir différents éléments sur la réponse structurelle (assemblage, remplissage, contreventement, etc.).
- De développer un modèle numérique simplifié capable de :
 - Prédire leur réponse sous chargement sismique.
 - Prendre en compte leur variabilité structurelle.
 - Permettre de réaliser des simulations rapides.

L'approche développée a été appliquée sur le cas concret d'une typologie constructive issue de la culture traditionnelle en Haïti. La ville de Port-au-Prince et ses alentours ont subi un séisme meurtrier le 12 janvier 2010 (200000 victimes et trois millions de personnes affectées) durant lequel ces structures se sont bien comportées par rapport au bilan catastrophique des bâtiments en blocs de béton ou en béton armé. Mais, en raison d'un certain manque de confiance dans ce mode de construction, résultant de l'absence de validation par l'expérimentation ou par la simulation numérique de leur comportement sous séisme, elles ont été peu réutilisées pour la reconstruction. Ce cas d'étude est ainsi pertinent vis-à-vis de la problématique soulevée.

En Haïti, l'aléa cyclonique représente également un risque majeur. Cependant il n'est pas pris en compte directement, dans l'étude de ce manuscrit, pour les raisons suivantes :

- L'effort horizontal exercé par le vent sur les murs s'apparente aux efforts d'inertie dus à un séisme. Nous supposons donc qu'une bonne conception parasismique induira une bonne conception paracyclonique (Cuny [35]).
- Le cas d'étude, présenté dans ce manuscrit, est conçu avec des dispositions techniques permettant de réduire significativement les risques liés à cet aléa :

3. Élément de structure composant le mur, cf. chapitre 7

- Toiture 2 pans ou 4 pans, selon l'exposition de la maison, faiblement incliné afin de limiter la prise au vent.
- Ouvertures dans les murs pignons permettant d'éviter les surpressions intérieures.
- Galerie indépendante de la maison permettant d'éviter l'arrachement de son toit en cas de soulèvement de la galerie (cet élément est typique des maisons rurales haïtiennes).

Organisation du document

La partie I décrit le contexte de l'étude nécessaire à la compréhension de l'approche multi-échelles développée dans ce travail et présentée dans la partie II de ce manuscrit.

La partie I se compose de trois chapitres :

Chapitre 1 : il traite des problématiques et méthodes de calcul en dynamique des structures selon des approches simplifiées ou temporelles.

Chapitre 2 : il relate l'état de l'art concernant des études expérimentales, numériques ou couplant les deux, relatif au comportement sismique des ossatures bois avec remplissage.

Chapitre 3 : il s'attache à rappeler le contexte particulier d'Haïti en décrivant brièvement son historique et sa situation socio-économique, afin de mieux appréhender l'impact du séisme du 12 janvier 2010 et la diversité des cultures constructives locales.

Cela permet d'aboutir sur le choix de la structure étudiée dans ce document.

La partie II se compose des chapitres 4 à 8 et concerne spécifiquement la description des travaux menés durant la thèse. Elle est partagée en cinq chapitres :

Chapitre 4 : il a pour objectif de présenter en détail la structure étudiée et d'introduire la méthode multi-échelles utilisée.

Les quatre chapitres suivants sont dédiés à une échelle d'étude spécifique :

Chapitre 5 : il concerne l'étude du comportement en traction et en cisaillement d'un assemblage par connecteurs métalliques, utilisé pour les connexions poteau-poutre de la structure. L'influence de plusieurs paramètres sur la réponse de ces assemblages est évaluée expérimentalement. À partir des résultats de ces essais, la méthode permettant de calibrer le modèle utilisé est présentée et les calages réalisés sont décrits.

Chapitre 6 : il concerne l'étude d'un sous-élément de la structure du mur de contreventement, appelé « cellule élémentaire ». Les travaux expérimentaux portent sur l'analyse :

- De l'influence de plusieurs paramètres sur la réponse de la cellule élémentaire soumise à un chargement quasi-statique.
- Des performances sismiques de la cellule à partir d'indicateurs tels que le *drift* (déformation en tête de la structure), la ductilité, la raideur, l'énergie dissipée ou encore l'amortissement visqueux équivalent.

Ensuite, la modélisation détaillée de la cellule élémentaire est décrite et permet de développer un modèle simplifié (macro-élément) servant à la prédiction du comportement des structures aux échelles d'étude supérieures (mur et maison).

Chapitre 7 : il concerne l'étude des murs de contreventement. La campagne expérimentale porte sur les mêmes types d'analyse que ceux utilisés à l'échelle de la cellule élémentaire. Ensuite, la modélisation, basée sur l'assemblage des macro-éléments, est présentée. Elle permet de prédire la réponse des murs de contreventement. Les résultats numériques et expérimentaux sont ensuite comparés pour valider l'approche et le modèle utilisé.

Chapitre 8 : il concerne l'étude du bâtiment. Les essais dynamiques réalisés et l'analyse des résultats obtenus sont décrits précisément. Puis la modélisation simplifiée de la structure, également basée sur l'assemblage de macro-éléments, est détaillée. Enfin, la qualité de la prédiction de la réponse sismique du bâtiment, aussi bien dans le domaine fréquentiel que dans le domaine temporel, est évaluée par rapport aux résultats expérimentaux.

Première partie

Positionnement du problème

Le chapitre 1 s'attache à présenter les grandes lignes des méthodes de calcul existantes en dynamique des structures ainsi que l'approche multi-échelles comme outil d'analyse numérique performant des ossatures bois vis-à-vis de l'aléa sismique.

Le chapitre 2 relate les études architecturales, expérimentales et numériques disponibles dans la littérature afin de mieux appréhender l'état des connaissances actuelles relatives au comportement sismique des ossatures bois avec remplissage et ainsi de mieux situer les approches utilisées dans ce travail de thèse.

Enfin, le chapitre 3 présente succinctement le contexte historique, socio-économique et les risques naturels propres à Haïti afin de mieux cerner la diversité des cultures constructives de ce pays. Cette description permet de conclure le chapitre sur le choix de la structure retenue pour l'étude décrite dans la deuxième partie de ce manuscrit.

Chapitre 1

Analyse dynamique des structures à ossature bois

Les structures à ossature bois, dans leur ensemble (modernes et traditionnelles avec ou sans remplissage), sont construites par l'assemblage de nombreux éléments en bois et connecteurs, constituant ainsi une structure relativement complexe. Les missions post-sismiques et l'observation des essais expérimentaux dynamiques montrent que le principe constructif est propice à une bonne tenue parasismique des ouvrages. Néanmoins, des comportements et des ruptures non attendus peuvent se produire en cas de mauvaise conception, généralement liée à une compréhension insuffisante du cheminement des efforts dans les structures. On aborde dans cette partie le calcul de structure sous sollicitations sismiques, d'abord dans le cas général puis selon des approches simplifiées. Ensuite, une méthode de modélisation numérique à des fins d'analyse sismique des bâtiments à ossature bois est décrite. Ce chapitre est fortement inspiré du travail de Boudaud [12].

1.1 Méthodes réglementaires d'analyses des structures

1.1.1 Équation d'équilibre dynamique

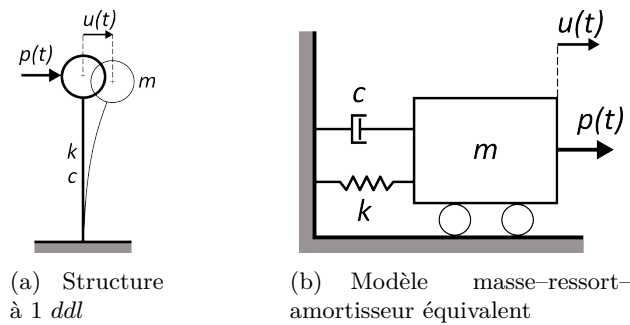


FIGURE 1.1 – système à un degré de liberté

On présente dans ce paragraphe les grandes lignes de la dynamique des structures. Plus de détails pourront être trouvés dans Paultre [120] ou Chopra [23]. On parle de problème dynamique, non pas lorsque le chargement varie dans le temps, mais lorsque celui-ci engendre des forces d'inerties. Pour une structure modélisée par un système à n degrés de liberté (ddl), l'équilibre dynamique est donné par l'équation 1.1. On note $p(t)$ le vecteur des forces externes. $u(t)$, $v(t)$ et $a(t)$ sont respectivement les vecteurs des déplacements, vitesses et accélérations alors

que \mathbf{M} , \mathbf{C}) et \mathbf{K}) sont les matrices de masse, d'amortissement et de raideur. Les vecteurs sont composés de n termes et les matrices sont de taille $n \times n$. Des modèles simplifiés à un seul *ddl* sont régulièrement utilisés en dynamique des structures, comme on le présente dans la suite de cette partie. La figure 1.1 schématise ce type de modèle et son modèle masse-ressort-amortisseur équivalent.

$$\mathbf{M}a(t) + \mathbf{C}v(t) + \mathbf{K}u(t) = p(t) \quad (1.1)$$

- Le terme $\mathbf{K}u(t)$ modélise les forces internes (ou forces de rappel), qui s'opposent au déplacement. Dans le cas général de systèmes non linéaires, la matrice de raideur n'est pas constante, et dépend de $u(t)$. C'est notamment le cas des structures à ossature en bois, dont on verra que le comportement est non linéaire et hystérétique. Dans le cas de systèmes linéaires, la matrice de raideur est constante, ce qui simplifie notablement la résolution de l'équation.
- Le terme $\mathbf{C}v(t)$ modélise les forces d'amortissement visqueux, qui s'opposent à la vitesse. Pour un système linéaire, l'amortissement global du système n'est dû qu'à ce terme. Ce n'est plus le cas pour un système non linéaire, car la non linéarité va de pair avec une dissipation d'énergie, donc un amortissement, généralement appelé structurel ou hystérétique. L'amortissement global de la structure est alors la somme des amortissements visqueux et hystérétiques.
- Le terme $\mathbf{M}a(t)$ modélise les forces d'inertie, qui s'opposent à l'accélération. Bien qu'une structure à ossature en bois soit légère, les forces d'inerties n'en sont pas pour autant négligeables. Les masses se trouvent avant tout au niveau de la toiture et des planchers.
- Le vecteur $p(t)$ définit pour chaque *ddl* la force de sollicitation due au séisme. Les termes de $p(t)$ sont calculés à partir de l'accélérogramme du séisme imposé et des masses liées à chaque *ddl*.

1.1.2 Approche générale

Le cas général du calcul du comportement d'une structure sous chargement sismique est l'analyse temporelle. Elle consiste à résoudre numériquement l'équation d'équilibre dynamique présentée dans le paragraphe 1.1.1 par la recherche, à un instant t , de l'équilibre des forces d'inertie, d'amortissement et de rappel avec le chargement. La résolution est effectuée à chaque instant t d'une liste d'instant définie par un pas de temps Δt . L'avantage de cette approche générale est de pouvoir traiter l'ensemble des problèmes de dynamique des structures.

Ce calcul nécessite le développement d'un modèle de structure représentant les masses, les raideurs et les phénomènes d'amortissement. La réglementation (EN 1998-1 [51]) précise les conditions à vérifier pour le modèle numérique. Il s'agit notamment des lois de comportement des éléments de la structure, qui doivent être au minimum bilinéaires, car le modèle doit refléter de manière réaliste la dissipation d'énergie dans les éléments ductiles. La méthode de calcul consiste à déduire de la simulation numérique la valeur de calcul des effets d'actions accidentelles E_d . Pour une justification parasismique, c'est la valeur de calcul de l'action sismique A_{Ed} qui contribue au calcul de E_d . Les calculs numériques permettent d'obtenir l'évolution temporelle des déplacements et des forces agissant dans la structure, fournissant ainsi la valeur de A_{Ed} . Cette valeur doit être inférieure à la résistance de calcul R_d , calculée selon l'Eurocode 5 (EN 1995-1-1 [50]) pour les structures en bois. De plus, l'Eurocode 8 définit des critères de régularité en plan et en élévation (EN 1998-1 [51], §4.2.3), il s'agit de critères de continuité ou de symétrie de l'ouvrage. Leur vérification permet de découpler l'analyse de la structure en deux modèles plans (un dans chaque direction principale), en faisant l'hypothèse d'un effet négligeable de la torsion.

En plus du modèle numérique, le choix des accélérogrammes est primordial dans une approche de calcul dynamique. Si l'analyse temporelle de la structure peut être effectuée pour trois signaux distincts, c'est la valeur la plus défavorable de E_d qui doit être retenue. Si cette analyse peut être menée pour au moins sept signaux, la valeur moyenne de E_d peut être retenue. En génie parasismique, on distingue trois types d'accélérogrammes :

- **Accélérogramme naturel** : c'est l'enregistrement d'un séisme réel. Il traduit donc de manière exacte le séisme enregistré, mais cela ne vaut que pour la position de la mesure. En effet, l'énergie libérée à la faille se propage sous forme d'ondes dans toutes les directions et diminue avec la distance (sauf pour des cas particuliers pour lesquels des amplifications locales apparaissent). Le phénomène d'atténuation ainsi créé est influencé par les caractéristiques des milieux traversés, notamment la composition des sols. Un accélérogramme naturel ne vaut donc que pour un cas particulier d'indicateurs sismiques et de paramètres géologiques.
- **Accélérogramme synthétique** : c'est un accélérogramme théorique. Il peut être issu d'une méthode de génération d'accélérogrammes dont les données d'entrée peuvent être des caractéristiques du séisme telles que la magnitude, la distance, le PGA (*Peak Ground Acceleration*) ou les conditions de sol. Il peut aussi être obtenu à partir d'une modélisation des mécanismes de rupture d'une faille. Les outils de génération d'accélérogrammes emploient généralement les probabilités afin de rendre compte du caractère aléatoire d'un séisme. Ces accélérogrammes sont donc aussi appelés probabilistes ou simulés.
- **Accélérogramme naturel modifié** : c'est un accélérogramme naturel modifié de façon à ce qu'il corresponde au scénario fixé, les modifications portent sur le contenu spectral et/ou le PGA. Le spectre cible est celui d'un accélérogramme de scénario proche et qui prend en compte les phénomènes d'atténuation pour les conditions de sol voulues. Une méthode pour la génération d'un tel signal est présentée dans le paragraphe 8.1.1.1.

L'analyse temporelle d'une structure est donc conditionnée par la qualité de sa modélisation. Ce point est particulièrement critique pour les structures à ossature en bois. En effet, les missions post-sismiques mettent en évidence une majorité de ruptures locales (ruine d'un élément en bois ou d'un ou plusieurs assemblages). Le niveau de détail nécessaire pour reproduire ces phénomènes est mal adapté à la modélisation d'une structure entière, risquant d'entraîner un modèle trop lourd. De plus, le comportement des assemblages par connecteurs métalliques ne peut être modélisé par des lois de comportement simples. La définition d'une loi adaptée alourdira aussi le modèle numérique. La littérature scientifique fournit des éléments de réponses à cette problématique et est abordée dans le paragraphe 1.2.

1.1.3 Analyses simplifiées

Lorsqu'un modèle à grand nombre de *ddl* est nécessaire, une analyse temporelle demande des moyens de calculs importants. Ce type de contrainte a participé à l'émergence des méthodes d'analyses simplifiées. Elles rendent les calculs plus abordables en idéalisant le comportement de la structure, de manière linéaire ou bilinéaire, ainsi qu'en ne calculant qu'une réponse particulière, en général un déplacement ou un effort maximal, plutôt que la réponse temporelle complète. Les méthodes linéaires prennent en compte la non linéarité *a posteriori*, grâce à un coefficient approprié. En contrepartie, ces approches ne permettent pas de fournir des informations sur les comportements locaux. Trois méthodes de calcul simplifié sont généralement utilisées. La première méthode, particulièrement adaptée aux structures à ossature en bois, est l'analyse par forces latérales. C'est un cas particulier de la seconde méthode, qui est l'analyse modale spectrale. Ces deux méthodes sont linéaires. La troisième méthode est l'analyse en push-over, qui est une analyse non linéaire.

1.1.3.1 Méthode d'analyse par forces latérales

Cette méthode est utilisable sous respect des critères de régularité. Le respect de ces critères en plan permet de découpler l'analyse dans chaque direction principale de la structure. Un autre critère pour l'utilisation de cette méthode est que la réponse de la structure ne doit pas être significativement affectée par les modes de vibration autres que le mode fondamental. Ce point est vérifié si la période fondamentale vaut moins de $4 T_c$ dans la limite de 2,0 s (on rappelle que T_c est la période de la fin du plateau du spectre de calcul). La période fondamentale peut être obtenue de plusieurs manières différentes :

- Comme une fonction de la hauteur du bâtiment, avec $T_1 = C_t H^{\frac{3}{4}}$, avec H la hauteur du bâtiment en mètre et $C_t = 0,05$ pour les structures en bois.
- Comme une fonction du déplacement d sous charges gravitaires appliquées horizontalement, $T_1 = 2 \sqrt{d}$.
- Par l'utilisation d'une méthode plus élaborée, comme la méthode de Rayleigh.

L'effort tranchant sismique à la base de la structure F_b est l'effort statique équivalent à la sollicitation dynamique attendue. Il est calculé pour chaque direction principale comme le produit de l'accélération spectrale et de la masse. Un terme correctif λ apparaît pour prendre en compte le fait que dans un bâtiment d'au moins trois étages avec des degrés de translation dans chaque direction principale, la masse modale du mode fondamental peut ne pas dépasser 85 % de la masse totale du bâtiment.

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda \quad \text{soit} \quad F_b = m \frac{S_e(T_1)}{q} \lambda \quad \text{pour} \quad T_1 \geq T_B \quad (1.2)$$

$S_d(T_1)$: accélération du spectre de calcul pour la période fondamentale T_1 (m/s²),

S_e : spectre de réponse élastique (m/s²),

m : la masse totale du bâtiment (kg),

q : coefficient de comportement,

λ : coefficient de correction, $\lambda = 0,85$ si $T_1 \leq 2 T_C$ et si la structure fait plus de deux étages, sinon $\lambda = 1,0$.

Dans le cas de structures à plusieurs étages, l'effort F_b doit être distribué sur chaque niveau. La formule générale consiste à calculer ces efforts à partir de F_b , des déplacements modaux et des masses modales.

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \quad (1.3)$$

F_i : effort tranchant au niveau i (N),

m_i, m_j : masses des niveaux i et j (kg),

s_i, s_j : déplacements des masses m_i et m_j dans le mode fondamental (m).

Dans les cas où l'hypothèse d'une évolution linéaire des déplacements en fonction de la hauteur a été utilisée, une formule plus simple est proposée.

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad (1.4)$$

z_i, z_j : hauteurs des masses m_i et m_j (m)

Les déplacements sont calculés de manière linéaire à partir de la sollicitation fournie par le spectre de calcul. Ce spectre étant réduit par le coefficient de comportement, le déplacement d_s d'un point de la structure est donné par $d_s = q_d d_e$. d_e est le déplacement du point calculé linéairement à partir du spectre de calcul et q_d le coefficient de comportement en déplacement.

1.1.3.2 Méthode générale par analyse modale-spectrale

Pour les bâtiments dont la réponse est affectée de manière non négligeable par les effets de plusieurs modes de vibration, et qui ne vérifient donc pas les critères d'utilisation de la méthode d'analyse par force latérale, c'est la méthode d'analyse modale qui est retenue. Le modèle de la structure est élastique linéaire et c'est le spectre de calcul qui sert de référence pour les sollicitations. Comme pour l'analyse par force équivalente, la non linéarité de la structure est donc prise en compte dans le spectre de calcul S_d par l'utilisation du coefficient de comportement q . Pour justifier que les réponses de tous les modes significatifs sont prises en compte, il faut soit vérifier que la somme des n masses modales est supérieure à 90 % de la masse totale, soit que tous les modes pour lesquels la masse modale est supérieure à 5 % de la masse totale sont considérés. L'indépendance de deux modes successifs est vérifiée par la relation 1.5.

$$T_j \leq 0,9 \times T_i \quad \text{avec} \quad T_j < T_i \quad \text{et} \quad (i,j) \in [1,n]^2 \quad (1.5)$$

Si tous les modes considérés sont indépendants les uns des autres, la valeur de la variable considérée E_E est calculée par combinaison quadratique (équ. 1.6). Si tous les modes ne sont pas indépendants, il faut alors procéder à une combinaison quadratique complète qui inclut un coefficient de corrélation entre les modes dépendants (cf. DTU PS 92 [43]).

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (1.6)$$

1.1.3.3 Méthode push-over

La méthode push-over est composée de deux phases distinctes : d'abord, une courbe de capacité est calculée par une analyse statique non linéaire sous charges gravitaires constantes et sous charges horizontales croissantes de manière monotone. Ensuite, une courbe de demande sismique est calculée par réduction du spectre de réponse élastique. La courbe de capacité peut être obtenue à partir de deux modèles plans (un dans chaque direction principale) dans le cas où les critères de régularité sont respectés. Dans le cas contraire, un modèle spatial doit être utilisé et étudié indépendamment dans deux directions. La courbe de capacité représente l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement de contrôle, généralement celui du toit de l'ouvrage. Le choix de la répartition verticale des charges latérales est un aspect crucial de la méthode. En effet, à chaque mode de la structure correspond une répartition verticale des charges latérales. Ainsi, la distribution verticale correspondant au mode propre fondamental sera égale à la distribution des efforts lors d'un séisme pour une structure linéaire fictive ayant un seul mode propre. La distribution verticale de charge est donc une approximation. L'Eurocode 8 (EN 1998-1 [51]) propose deux distributions verticales qui sont considérées comme enveloppant le résultat. La première est une distribution uniforme (équ. 1.7), pour laquelle la force au niveau i est proportionnelle à la masse au niveau i et indépendante de la hauteur. La seconde est une distribution modale (équ. 1.8) correspondant à la distribution des forces latérales, déterminée par analyse linéaire pour le ou les premier(s) mode(s) de la structure.

$$F_i = s_i m_i \quad (1.7)$$

$$F_i = \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} F_b \quad (1.8)$$

F_i : effort tranchant au niveau i (N),

m_i, m_j : masse des niveaux i et j (kg),

s_i, s_j : déplacement des masses m_i et m_j dans le mode fondamental (m),

F_b : effort tranchant à la base de la structure (N).

Les courbes force-déplacement obtenues peuvent s'écrire sous la forme de l'équation 1.9, avec \bar{F}_i ($\bar{F}_i \in [0,1]$) les forces latérales normalisées et Φ_i ($\Phi_i \in [0,1]$) les déplacements normalisés ($1 \leq i \leq n$). Cette relation modélise le comportement d'un système à n degrés de liberté (*ddl*).

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i \quad (1.9)$$

La courbe de capacité définie par la relation 1.9 doit être comparée à la courbe de demande, qui est obtenue à partir du spectre de réponse élastique S_d . Il est donc nécessaire de transformer le modèle à n degrés de liberté de la structure en un modèle à un seul *ddl*. La masse m^* du système équivalent à un *ddl* est donnée par la somme 1.10, les déplacements Φ_i étant normalisés, on a en effet $\bar{F}_n = m_n$.

$$m^* = \sum m_i \Phi_i \quad (1.10)$$

La force F^* et le déplacement d^* du système équivalent à un *ddl* sont respectivement calculés à partir de l'effort tranchant à la base de la structure F_b (éq. 1.12) et du déplacement en tête d_n (éq. 1.13), ainsi que d'un coefficient de transformation Γ (éq. 1.11).

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (1.11)$$

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (1.12)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (1.13)$$

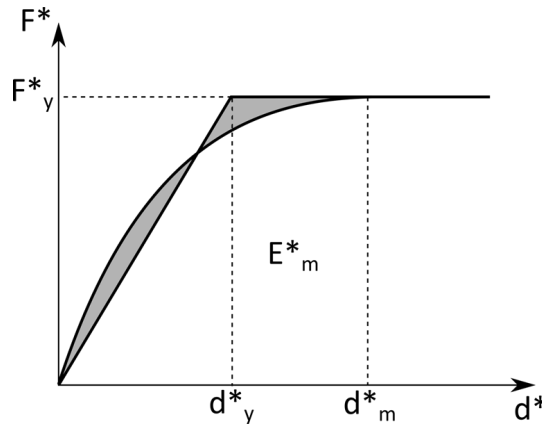


FIGURE 1.2 – Détermination de la relation force-déplacement idéalisée, [51]

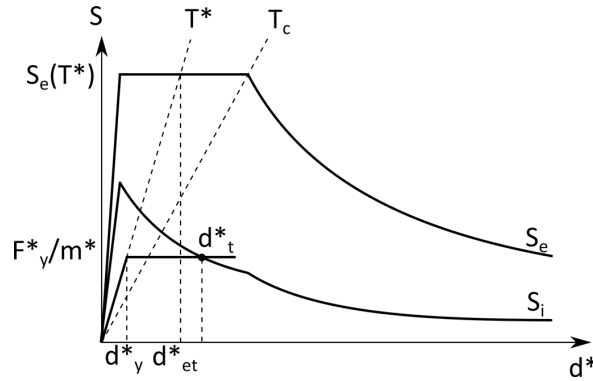
Sur la courbe $F^* = f(d^*)$ ainsi obtenue, on repère un point de la courbe $(d_m^*; F_y^*)$ à partir duquel on assimile le comportement comme étant purement plastique. La courbe élastoplastique pure équivalente est calculée par égalité des énergies dans l'intervalle $[0; d_m^*]$ (fig. 1.2). Le déplacement à la limite d'élasticité d_y^* est donné par l'équation 1.14, en notant E_m^* l'aire sous la courbe $F^* = f(d^*)$ dans l'intervalle $[0; d_m^*]$. La période propre T^* du système à un *ddl* idéalisé peut alors être calculée (éq. 1.15). On notera que le choix du déplacement d_m^* peut avoir une importance non négligeable sur le résultat final, notamment dans les cas où le palier de plasticité n'est pas clairement défini. Une méthode de correction (procédure itérative) de d_m^* peut être employée dans les cas où cette approximation est jugée trop importante, le détail en est donné à la fin de cette partie.

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (1.14)$$

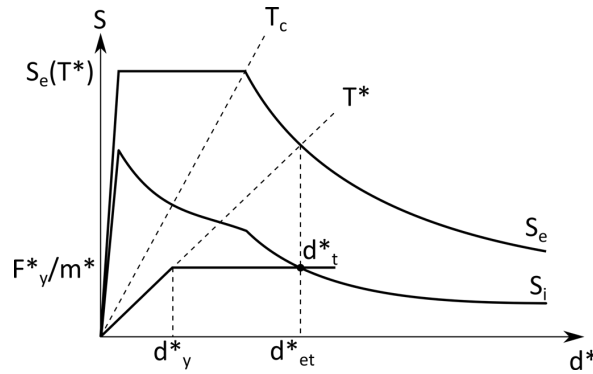
$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (1.15)$$

Les expressions établies ci-dessus définissent un système à un *ddl* équivalent au modèle non linéaire de la structure. Pour la période propre T^* de ce système, on peut établir la demande en déplacement d_{et}^* à partir du spectre de réponse élastique S_e . On cherche alors le déplacement cible d_t^* pour lequel les courbes de capacité et de demande (spectre inélastique S_i) sont égales. Le calcul du spectre inélastique est différencié selon les périodes considérées, comme l'illustre la figure 1.3. Pour les périodes moyennes et longues ($T^* \geq T_C$), qui correspondent à la zone du spectre où la vitesse est constante, on retient le principe d'équivalence des déplacements maximaux (fig. 1.3(b)). On a alors $d_t^* = d_{et}^*$. Pour les périodes courtes ($T^* \leq T_C$), qui correspondent à la zone du spectre où l'accélération est constante, on retient le principe de l'équivalence en énergie (fig. 1.3(a)). Pour les cas où la courbe de capacité est supérieure au spectre élastique, $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$, on a une équivalence directe en déplacement, $d_t^* = d_{et}^*$. Pour les cas contraires, l'équivalence en énergie entraîne que pour une même sollicitation, un système élastique subira un déplacement d_{et}^* moins important qu'un système élastoplastique d_t^* . Le calcul du déplacement cible d_t^* est donné par l'équation 1.16.

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \quad \text{avec} \quad q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad (1.16)$$



(a) Période courte



(b) Période moyenne et longue

FIGURE 1.3 – Déplacements cibles d_t^* en fonction de la période T^* , [12] et [51]

La valeur de d_t^* obtenue par la méthode push-over permet de connaître l'état de la structure pour les sollicitations considérées. Si le déplacement d_t^* est très différent du déplacement d_m^* , une procédure itérative peut être menée afin de réduire l'approximation induite par l'idéalisation du comportement non linéaire par une courbe élastoplastique parfaite. Il s'agit simplement de

reprendre la méthode à partir du calcul de d_y^* (eq. 1.14), en remplaçant d_m^* par d_t^* (et la valeur de F_y^* correspondante).

Valeurs du coefficient de comportement

On ne traite dans cette partie que des valeurs du coefficient de comportement q prévues pour les structures en bois. L'Eurocode 8 définit deux principes de dimensionnement des structures, les comportements de structure dissipatifs ou faiblement dissipatifs. De plus, la ductilité des structures est classée en trois catégories : *DCL*, *DCM* et *DCH*, respectivement Limité, Moyenne et Haute. Le dimensionnement faiblement dissipatif est retenu pour les structures de classe *DCL*. Les structures classées en *DCM* ou *DCH* peuvent être dimensionnées avec la prise en compte de la dissipation d'énergie. Le tableau 1.1 présente les valeurs du coefficient de comportement pour les différentes classes de ductilité. Ces valeurs tiennent compte de l'annexe nationale Française (NF EN 1998-1/NA [114]) qui limite à 3 la valeur maximale de q , contrairement à 5 dans le texte d'origine (EN 1998-1 [51]).

Principe de dimensionnement ; Classe de ductilité	q	Exemple de structure
Capacité réduite à dissiper l'énergie - DCL	1,5	Consoles, poutres, arcs avec deux ou trois assemblages brochés ; Treillis assemblés par connecteurs
Capacité moyenne à dissiper l'énergie - DCM	2	Panneaux de murs collés avec diaphragmes collés, assemblés par clous et boulons ; treillis avec assemblages brochés et boulonnés ; Structures mixtes composées d'une ossature en bois (résistant aux forces horizontales) et d'un remplissage non porteur
	2,5	Portiques hyperstatiques avec assemblages brochés et boulonnés
Capacité élevée à dissiper l'énergie - DCH	3	Panneaux de mur cloués avec diaphragmes collés, assemblés par clous et boulons ; Treillis avec assemblages cloués ; Portiques hyperstatique avec assemblages broché et boulonnés ; Panneaux de mur cloués avec diaphragmes cloués, assemblés par clous et boulons

TABLE 1.1 – Coefficients de comportement de l'Eurocode 8 pour les structures bois, [51]

Une structure est classée dans une classe de ductilité selon des règles de moyen ou des critères expérimentaux de résistance. Les règles de moyens sont un ensemble de prescriptions portant notamment sur les caractéristiques mécaniques des matériaux et leurs dimensions. Les critères expérimentaux de résistance définissent une perte de résistance maximale admissible au cours d'un essai quasi-statique oligocyclique. Enfin, on notera que dans les cas où une approche simplifiée peut être utilisée malgré le non-respect des critères de régularité en élévation, les valeurs du coefficient de comportement données dans le tableau 1.1 doivent être minorées de 20 %, dans la limite inférieure de $q = 1,5$.

1.1.4 Conclusion

Ce paragraphe met en évidence le besoin d'améliorer nos connaissances du comportement parasismique des structures à ossature en bois. Le détail des méthodes de calcul montre que seule une analyse temporelle, basée sur un modèle avancé de calcul de structure, permet d'étudier suffisamment en détail les comportements globaux et locaux d'un ouvrage. Le développement

d'un tel modèle n'est pas envisageable sans employer une méthode de modélisation permettant la réalisation de calcul rapide sans perte de précision préjudiciable. Le principe de la méthode multi-échelles est présenté au chapitre suivant. Ce type d'approche s'appuie largement sur des lois de comportement spécifiques aux éléments modélisés. L'une de ces lois, qui est utilisée dans ce travail de thèse, est donc aussi abordée dans le paragraphe suivant.

1.2 Méthode de modélisation numérique des ossatures bois

Cette partie traite d'un type d'approche de modélisation numérique des bâtiments à ossature en bois à des fins d'analyse parasismique. Le besoin en modèles numériques suffisamment détaillés (pour reproduire les comportements locaux), et néanmoins abordables pour des capacités de calcul classiques, a été mis en évidence au chapitre précédent. La littérature montre que les approches multi-échelles permettent de répondre à cette problématique, et que les lois de comportement utilisées pour les assemblages sont primordiales pour la modélisation des structures à ossature bois. La première partie de ce chapitre aborde donc les approches multi-échelles, et la seconde, aborde la loi retenue pour la modélisation du comportement des connecteurs métalliques, dont l'utilisation peut être généralisée à d'autres échelles d'études.

1.2.1 Approche multi-échelles

Dans une modélisation numérique par éléments finis (EF), l'échelle de discrétisation est un paramètre clé. Elle dépend de la taille de l'élément modélisé, du type de résultats attendus (global, local ou les deux) et des moyens de calculs disponibles. Par exemple, un assemblage cloué peut être modélisé finement, en représentant le bois, la pointe et les phénomènes d'interaction entre ces éléments (fig. 1.4).

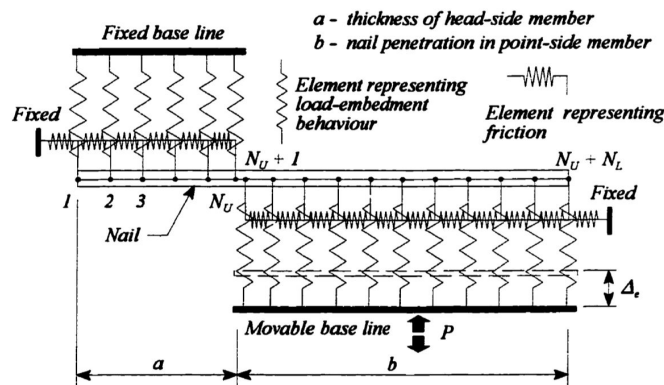


FIGURE 1.4 – Modélisation fine d'un assemblage cloué, [115]

Le comportement global, mais aussi local, de l'assemblage (portance locale du bois, plastification de l'acier) peut alors être calculé. Une telle échelle de discrétisation ne sera en revanche pas envisageable pour étudier une structure composée de ces assemblages. Le développement du modèle et les besoins en moyens de calcul constitueraient des contraintes difficiles à surmonter. L'approche multi-échelles permet de s'affranchir de ce type de compromis et de combiner les avantages des modélisations à chaque échelle. Un assemblage est modélisé de façon très simplifiée par un élément à deux nœuds. Une loi de comportement adaptée pour reproduire finement les phénomènes hystérétiques lui est associée (cf. § 1.2.2.2). Cette loi est calée sur le résultat expérimental. À l'échelle de la structure, le comportement des assemblages est donc représenté finement à travers une loi macroscopique bien plus « légère » numériquement. La qualité d'une modélisation multi-échelles tient principalement en deux points :

- Loi de comportement : la loi utilisée dans le modèle doit permettre de reproduire au mieux le comportement réel des éléments.
- Élément simplifié : à chaque nouvelle échelle, le comportement de l'échelle inférieure est reproduit par un élément simplifié, au nombre de *ddl* limité. Ces *ddl* doivent néanmoins permettre à cet élément de reproduire la déformation réelle. Par exemple, un système déformé sous l'effet de sollicitations combinées en compression et en flexion, ne pourra être modélisé par un élément unidirectionnel (1 *ddl*), sauf s'il est montré que la déformation due à l'une des deux sollicitations est négligeable par rapport à l'autre.

Les approches multi-échelles sont adaptées à des domaines variés, tels que les structures en béton armé (Davenne [36]), l'interaction sol-structure (Cremer [32], Grange [72]) ou les connexions semi-rigides des structures métalliques (Fléjou [56]). Les ossatures en bois sont un autre domaine d'étude particulièrement adapté à ce type d'approche (Richard [127], Folz et Filiatrault [60], Pang et Rosowsky [118] et Xu et Dolan [147]). On illustre ce point par les comportements cycliques expérimentaux de trois échelles différentes (fig. 1.5). On y montre le comportement d'un assemblage panneau/ossature cloué en cisaillement, d'un mur en contreventement et d'une maison sous sollicitations horizontales. A chaque échelle, le comportement est fortement non-linéaire. Il présente des boucles d'hystérésis pincées et une dégradation de résistance à cycles d'amplitude constante.

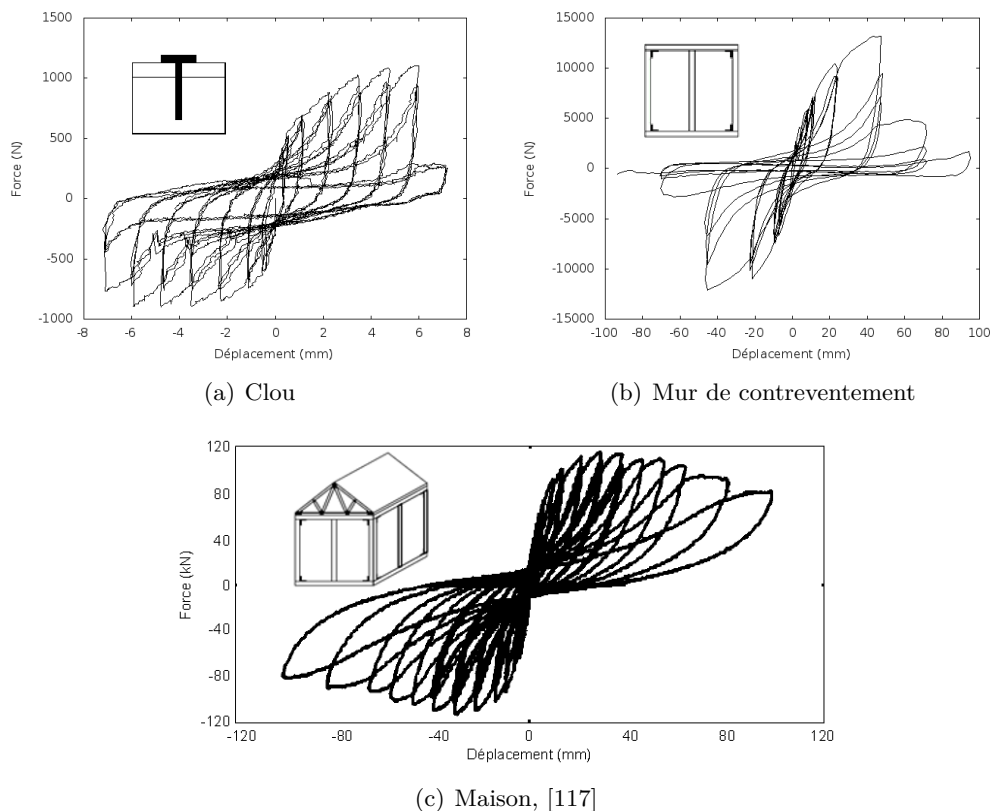


FIGURE 1.5 – Évolutions force-déplacement cycliques expérimentales à différentes échelles d'étude – ossature bois moderne, [12]

Ces similitudes de comportement mettent en évidence l'importance des connecteurs métalliques dans le comportement global de la structure, ce qui montre la pertinence de l'approche multi-échelles. Cela montre aussi que la ductilité et la dissipation d'énergie des structures à ossature en bois sous sollicitation sismique sont en grande partie liées à ces mêmes propriétés au niveau des connecteurs métalliques. Les trois échelles d'étude identifiées sont les connecteurs

métalliques, les éléments de structure et le bâtiment. Ces similitudes montrent aussi qu'une unique loi de comportement doit pouvoir reproduire le comportement à chaque échelle.

Le même type de comportement est observé pour les ossatures bois traditionnelles avec remplissage à l'échelle d'un mur comme l'illustre la figure 1.6. Cela permet de supposer que pour des raisons similaires, une approche multi-échelle permettrait d'étudier efficacement les ossatures avec remplissage. Cette conjecture est ensuite renforcée par les observations faites dans le chapitre 2.

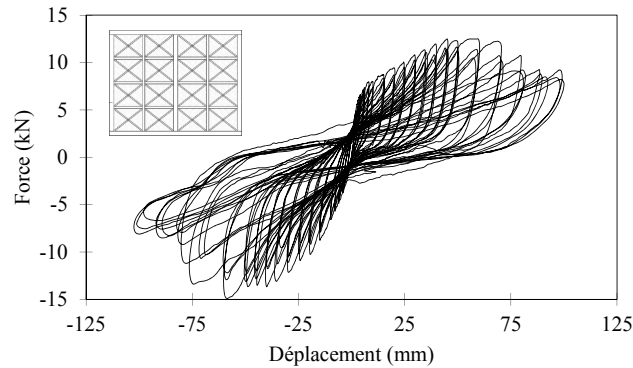


FIGURE 1.6 – Évolution force-déplacement cyclique expérimentale à l'échelle d'un mur – ossature bois traditionnelle remplie, [5]

On conclut cette partie en abordant les éléments simplifiées utilisés :

- Échelle 1 – Connecteurs métalliques : les éléments simplifiés modélisant les connecteurs sont des mailles à deux nœuds. Ce type d'élément possède au maximum 6 *ddl* (3 translations DX, DY, DZ et 3 rotations DRX, DRY, DRZ). Les *ddl* retenus dépendent du type de connecteur et des besoins du modèle (un modèle plan limitera de lui-même le nombre de *ddl*). Les assemblages les plus étudiés sont les liaisons clouées entre les panneaux de contreventement et l'ossature des murs. Ces connexions peuvent être modélisées par 3 *ddl*, 2 translations (DX et DY) en cisaillement (orthogonalement à la pointe) et 1 translation (DRZ) en arrachement (longitudinalement à la pointe) (Collins *et al.* [27], Li *et al.* [104]). En revanche, les assemblages traditionnels ou hybrides (cf. fig. 5.1) ont été peu analysés dans la littérature. Dans la plupart des cas, les murs sont des modèles plans et seuls les 2 *ddl* de translations en cisaillement des pointes sont considérés (Richard [127], Xu et Dolan [147], Christovasilis et Filiatrault [24], Folz et Filiatrault [60]). La littérature est assez peu fournie concernant les autres types de connecteurs (équerres, *hold-down*, traditionnels, hybrides (cf. fig. 5.1)), mais le principe de modélisation est identique.
- Échelle 2 – Éléments de structure, cellule élémentaire : alors que les structures modernes sont munies de panneaux de contreventement de la taille de leurs murs, les ossatures bois traditionnelles sont contreventées par des diagonales situées, dans la majorité des cas, à l'intérieur même du squelette principal que forment les poutres et les poteaux. On observe alors des groupes d'éléments se répétant dans le schéma structurel que l'on appellera dans ce document « cellule élémentaire ». Un exemple de cette dernière est illustré sur la figure 1.6 par un cadre bois contreventé par une croix de Saint-André. Leur comportement est similaire à celui d'un mur qui est décrit pour l'échelle 3.
- Échelle 3 – Éléments de structure, mur : les essais expérimentaux montrent que sous sollicitations horizontales, plusieurs phénomènes peuvent être observés :

- Le cisaillement pur (fig. 1.7(a)) qui est le comportement dominant dans les ossatures modernes.
- Le mouvement de corps rigide (fig. 1.7(b)) qui est surtout observé lorsque la raideur des ancrages aux sols est faible par rapport celle de l'ossature bois.
- La flexion du mur (fig. 1.7(c)) qui est généralement considéré comme étant du second ordre (Gupta et Kuo [74]), en tout cas pour les structures de faible hauteur.

Les éléments simplifiés modélisant les murs sont généralement composés de quatre barres rigides rotulées formant un cadre. Ces éléments ont toujours un degré de liberté horizontal (Folz et Filiatrault [60], Ceccotti et Karacabeyli [20], Richard [127], Dujic et Zarnic [45], Foliente [57], Ayoub [9]). Un degré de liberté vertical est parfois ajouté pour préciser le comportement de la structure (Xu et Dolan [147], Van de Lindt *et al.* [142], Christovasilis et Filiatrault [24]). La loi de comportement affectée au *ddl* horizontal est calée à partir d'une courbe force-déplacement expérimentale ou numérique d'un mur. Cette dernière est tracée à partir de la force et du déplacement horizontal en tête de mur, les phénomènes de mouvement de corps rigide et de flexion sont ainsi pris en compte dans l'élément simplifié.

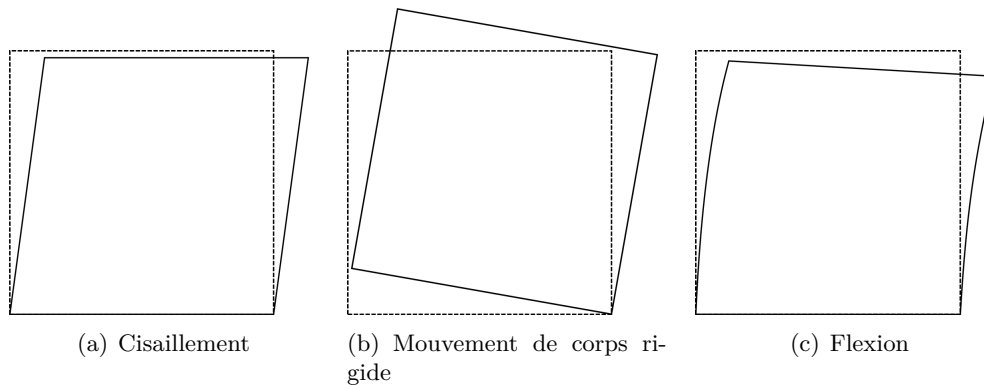


FIGURE 1.7 – Décomposition des types de déformation d'un mur, [12]

1.2.2 Lois de comportement

Cette partie expose les différents phénomènes observables à partir de comportements Force-Déplacement d'assemblages ou d'ossatures bois (*e.g.* fig. 1.5). Ensuite, elle présente le modèle utilisé (Humbert [85]) pour ce travail de thèse dans le but de décrire le comportement des ossatures bois avec remplissage.

1.2.2.1 Phénomènes à reproduire

La figure 1.8 présente le comportement classique des éléments de structures à ossature en bois sous chargement quasi-statique monotone croissant (push-over) et quasi-statique oligocyclique. On ne présente pas de figure pour le comportement en dynamique, car tous les phénomènes décrits par la suite sont observables en push-over et en cyclique.

La figure 1.8(a) permet de distinguer le comportement fortement non linéaire d'un assemblage métallique, avec une transition élastique-plastique peu claire. Au-delà du pic d'effort, la chute de résistance est faible, ce qui peut entraîner de grands déplacements au regard des dimensions de l'élément (30 mm pour une pointe de 3 mm de diamètre). La figure 1.8(b) présente un essai de push-over et un essai cyclique sur un mur de contreventement et met en évidence plusieurs phénomènes :

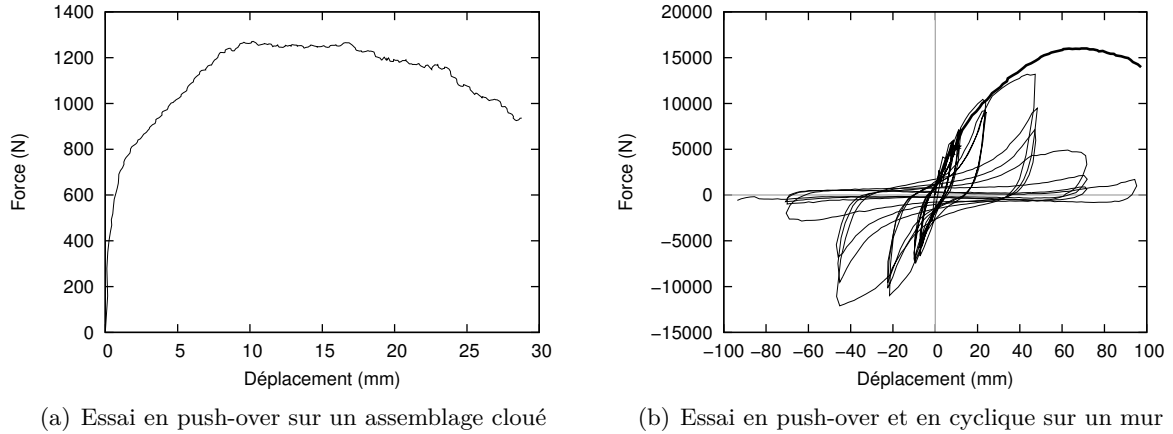


FIGURE 1.8 – Comportement caractéristique à modéliser, [12]

- Le comportement hystérétique des éléments traduit leur capacité à dissiper l'énergie sismique. Ce comportement s'explique par le phénomène de plastification de l'acier des connecteurs métalliques.
- L'endommagement cumulatif explique la différence entre la courbe enveloppe des boucles d'hystérésis et la courbe monotone. En effet, chaque cycle entraîne un endommagement du bois et du métal qui s'ajoute à l'endommagement déjà présent (figure 1.9(a)). Plus il y a de cycles, plus la courbe enveloppe s'éloignera de la courbe monotone en entraînant un décalage du déplacement à force maximale d_m (figure 1.9(b)), nommé *cap degradation* dans la littérature (Ayoub [9]). Ceci n'est toutefois vrai que dans une certaine mesure, car pour des cycles répétés à amplitude constante, l'endommagement atteindra son maximum après trois à cinq cycles (Karacabeyli et Ceccotti [92]). Cet endommagement maximum ne sera alors dépassé que lorsque le chargement atteindra des cycles d'amplitudes supérieures.
- La dégradation de la raideur de charge K_5 correspond au fait que plus les amplitudes sont grandes, plus la raideur de charge d'un cycle est faible. La figure 1.9(c) fait apparaître les raideurs de charge aux i^e cycle $K_{5,i}$ pour mettre en évidence ce phénomène.
- La dégradation de la raideur de décharge K_4 correspond au fait que plus les amplitudes sont grandes, plus la raideur de décharge d'un cycle est faible. La figure 1.9(d) fait apparaître les raideurs de décharge aux i^e cycle $K_{4,i}$ pour mettre en évidence ce phénomène.

On ne se penche ici que sur les lois de comportement hystérétique. Il existe aussi des lois de comportement non linéaire monotone, on peut notamment citer Foschi [63], Gupta et Kuo [74] et Kasal et Leichti [94], mais ces lois ne sont pas adaptées pour l'étude temporelle du comportement sous sollicitations sismiques. Dans la suite, on distingue les lois phénoménologiques des lois mécaniques.

- **Lois phénoménologiques** : lois empiriques développées pour reproduire un comportement (évolution force-déplacement par exemple) connu. La plupart des lois phénoménologiques sont formulées par des paramètres d'entrée et un ensemble de règles déterminant les trajets de chargement et de déchargement. Néanmoins, des approches analytiques existent. Elles sont formulées par des paramètres d'entrée et des équations mathématiques dont la résolution fournit en général la force résistante pour un déplacement donné. Le principe de ces lois est de caler les paramètres d'entrée de manière à reproduire le comportement voulu. On notera que les lois phénoménologiques sont de loin les plus utilisées pour l'étude de structures à ossature en bois sous sollicitations sismiques.

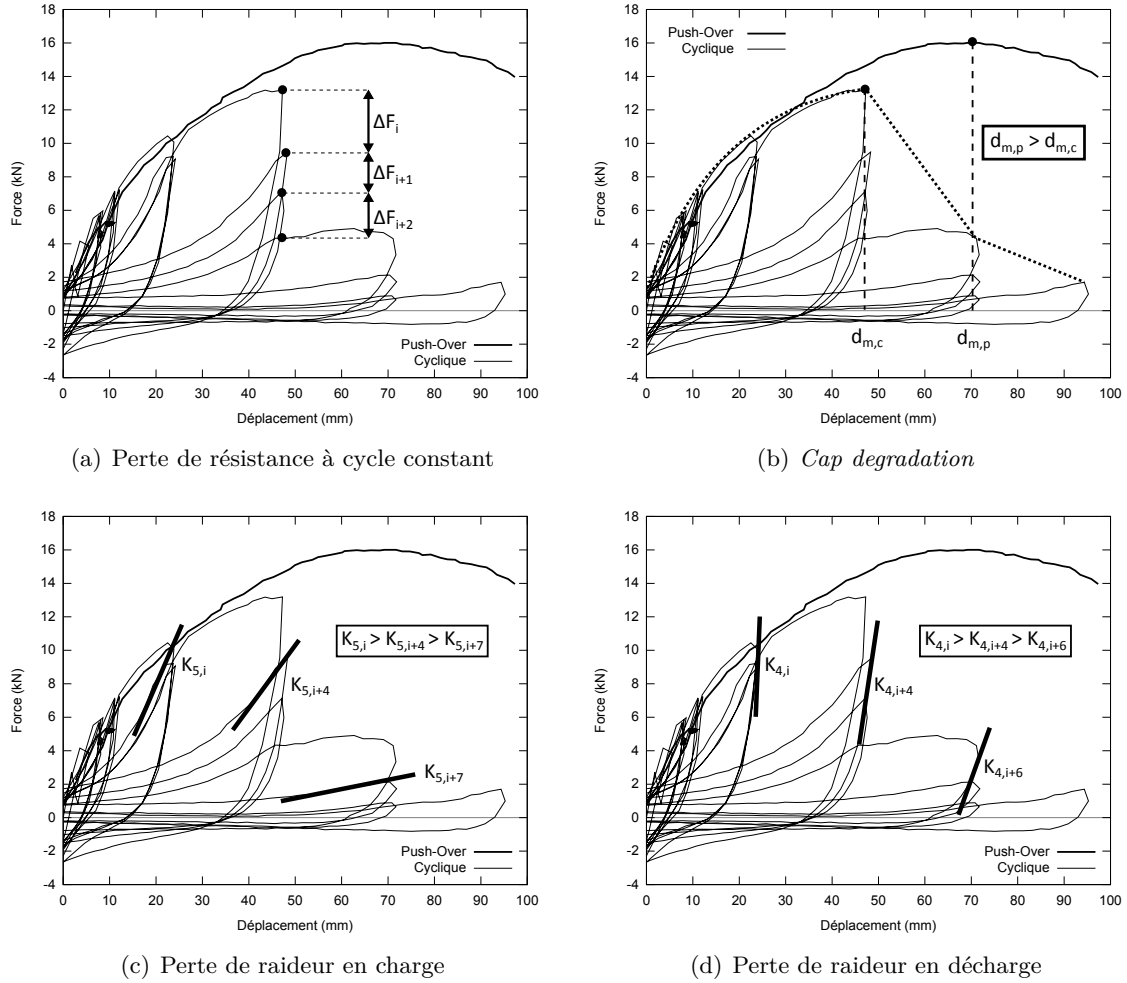


FIGURE 1.9 – Effets de l'endommagement sur le comportement d'un élément de structure à ossature en bois, [12]

- **Lois mécaniques** : lois théoriques qui s'attachent à modéliser les causes pour reproduire les effets. Dans le cas des structures en bois, cela consiste par exemple à modéliser finement un clou et à prendre en compte les caractéristiques de l'acier et tous les phénomènes mécaniques se produisant dans la liaison (écrasement du bois, arrachement du connecteur, flexion du connecteur, etc.). La bonne modélisation de tous ces phénomènes, à partir de paramètres strictement physiques, permet alors la prévision du comportement de la liaison.

Le tableau 1.2 propose une comparaison synthétique des principales lois de comportement existantes. Pour plus de détails, consulter le travail de Boudaud [12]. On observe que si les qualités de modélisation des lois sont différentes, il en va de même pour leur complexité de mise en œuvre. Le choix d'une loi pour la réalisation d'une étude dépend de ces deux paramètres. Les lois les plus simples en terme de mise en œuvre, comme celle de Ceccotti et Vignoli [22], qui ne prennent pas en compte les phénomènes d'endommagement, sont utilisées pour des études où la qualité de modélisation fournie est suffisante et où les calculs sont longs et nombreux (Ceccotti et Sandhaas [21], Schädle et Blass [132]). Les deux lois fournissant les meilleurs résultats (BWBN et Humbert) sont aussi les plus complexes à mettre en œuvre. La principale différence entre ces deux dernières est la capacité de la loi de Humbert à modéliser des comportements dissymétriques. A notre connaissance, la loi BWBN ne le permet pas.

	Courbe enveloppe	Courbe d'hystérésis	Endommagement
Foschi [64]	Comportement non linéaire du bois et hystérétique de l'acier		Endommagement de l'acier et du bois modélisé par une représentation mécanique des phénomènes
Q-Pinch [90]	Fonction exponentielle	Bi ou trilinéaire selon l'amplitude	Pas de prise en compte de l'endommagement
Ceccotti [22]	Trilinéaire	Trilinéaire	Pas de prise en compte de l'endommagement
Ayoub [9]	Trilinéaire	Trilinéaire	Endommagement de la force, des raideurs de charge et de décharge et décalage de la position du pic d'effort en fonction de l'énergie dissipée
EPHM [119]	Deux fonctions exponentielles	Deux fonctions exponentielles	Endommagement non cumulatif
Collins [27]	Fonction exponentielle + Linéaire en post-pic	Deux fonctions exponentielles	Endommagement en force en fonction de la force au pic précédent
Humbert [85]	Linéaire + Polynomiale + Bilinéaire en post-pic	Polynomiale	Endommagement cumulatif des forces et des raideurs en fonction de l'historique de chargement en déplacement ou en force
BWBN [146]	Forme exponentielle de la solution du problème analytique	Forme exponentielle de la solution du problème analytique	Endommagement en force basé sur l'énergie dissipée

TABLE 1.2 – Comparaison synthétique des lois de comportement hystérétique, [12]

1.2.2.2 Loi de Humbert

La loi de Humbert [85] a été développée avec l'objectif de modéliser n'importe quel assemblage bois-bois par connecteur métallique sous chargements quasi-statique et dynamique. La plupart des lois citées dans le tableau 1.2 ne satisfont pas cette condition par la non prise en compte de l'endommagement ou des comportements dissymétriques. C'est pour cette raison que cette loi a été choisie pour la modélisation numérique des structures visées dans cette thèse. On présente donc dans cette partie la loi de comportement de manière détaillée.

Présentation générale de la loi

La figure 1.10 présente la loi de comportement unidimensionnelle sous forme d'une courbe force-déplacement. Elle se compose d'une courbe modélisant le comportement sous chargement monotone croissant et de boucles d'hystérésis. La courbe monotone comporte une branche linéaire élastique (0), suivie par une branche polynomiale (1) s'étendant jusqu'au pic d'effort, à la suite duquel un comportement adoucissant est modélisé par deux pertes de rigidité consécutives, correspondant respectivement à deux branches rectilignes (2) et (3). La rupture mécanique du système modélisé intervient pour des déplacements s'étendant au-delà de la branche (3).

Les cycles d'hystérésis sont décrits par 2 branches numérotées (4) et (5) et limitées d'une part par la courbe enveloppe (déduite de la courbe monotone) et d'autre part par l'axe des abscisses. Ces délimitations entre les différentes branches de la loi sont signalées par des points sur la

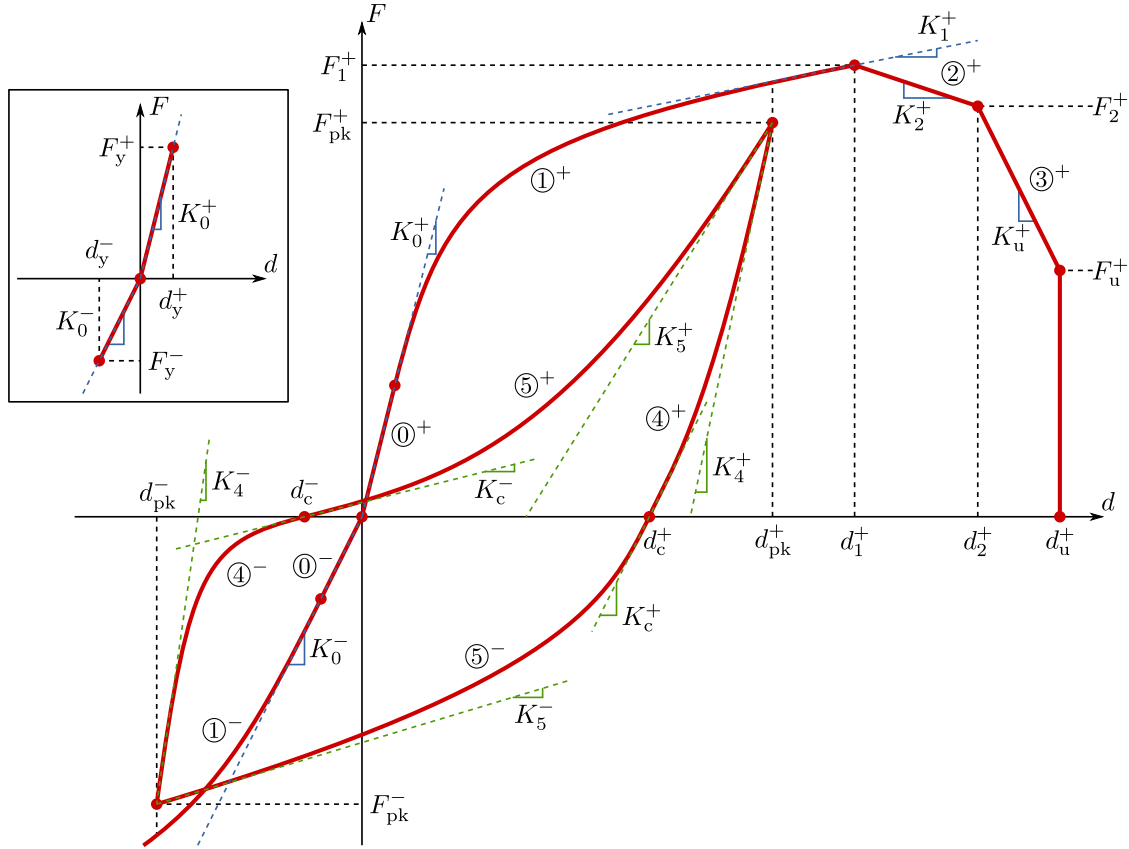


FIGURE 1.10 – Loi de comportement semi-rigide 1D, [85]

figure 1.10. Afin de conserver un modèle polyvalent, les comportements en traction (positif) et en compression (négatif) sont supposés différents, de sorte que les paramètres de la courbe monotone sont dupliqués en deux ensembles signalés par les exposants $+$ (traction) et $-$ (compression). En l'absence d'indice explicite, on se réfère indifféremment aux deux directions de chargement.

Détail des branches

Branche (0) : élasticité linéaire initiale

Nécessaire lors de très petits déplacements pour assurer la convergence rapide du calcul, la branche linéaire élastique est limitée par les déplacements $d < d_y^+$ en traction et $d > d_y^-$ en compression. Elle peut être parcourue dans les 2 sens, mais une fois sorti de cette branche (pour $d > \min[d_y^+, d_y^-]$), il n'est plus possible d'y revenir. En règle générale, on limite d_y à des valeurs très faibles car l'étendue du comportement élastique linéaire des connecteurs métalliques dans les structures bois est difficile à quantifier sur les essais expérimentaux, le comportement devenant très rapidement non linéaire (pas de limite franche entre linéaire et non linéaire).

Branche (1) : chargement jusqu'au pic d'effort

Branche activable en traction et compression, uniquement dans le sens de charge (augmentation du déplacement et de la force). Elle est activée depuis la branche (0) (dépassement de la limite élastique en déplacement : d_y). Elle est également activée lors d'une recharge dépassant le précédent maximum depuis la branche (5).

Branche (2) : première perte de rigidité

Branche activable depuis la branche (1) lors d'un chargement dépassant d_1 , ou lors d'une re-

charge dépassant le précédent maximum depuis la branche (5).

Branche (3) : seconde perte de rigidité

Branche activable depuis la branche (2) lors d'un chargement dépassant d_2 , ou lors d'une recharge dépassant le précédent maximum depuis la branche (5).

Branche (4) : Décharge non linéaire élastique

La branche (4) modélise une décharge non linéaire élastique des boucles d'hystérésis (Figure 1.11). Pour une décharge initiée depuis l'une des branches (1), (2), (3), ou (5), on définit d_{pk} comme le déplacement maximal (en valeur absolue) atteint au pas de temps t^n avant l'initiation de cette décharge. C'est le déplacement au pic, mais ce n'est pas forcément le déplacement maximal d_{max} sur toute l'histoire du chargement. La branche (4) de décharge (qui est activée à t^{n+1}) s'étend alors du dernier pic (à l'abscisse $d = d_{pk}$) jusqu'à l'intersection avec l'axe des abscisses à $d = d_c$. La valeur de la force à $d = d_{pk}$ est notée F_{pk} . Elle est déterminée lors de la charge précédente sur l'une des branches (1), (2), (3), ou (5), par une homothétie de la courbe monotone (eq. 1.17).

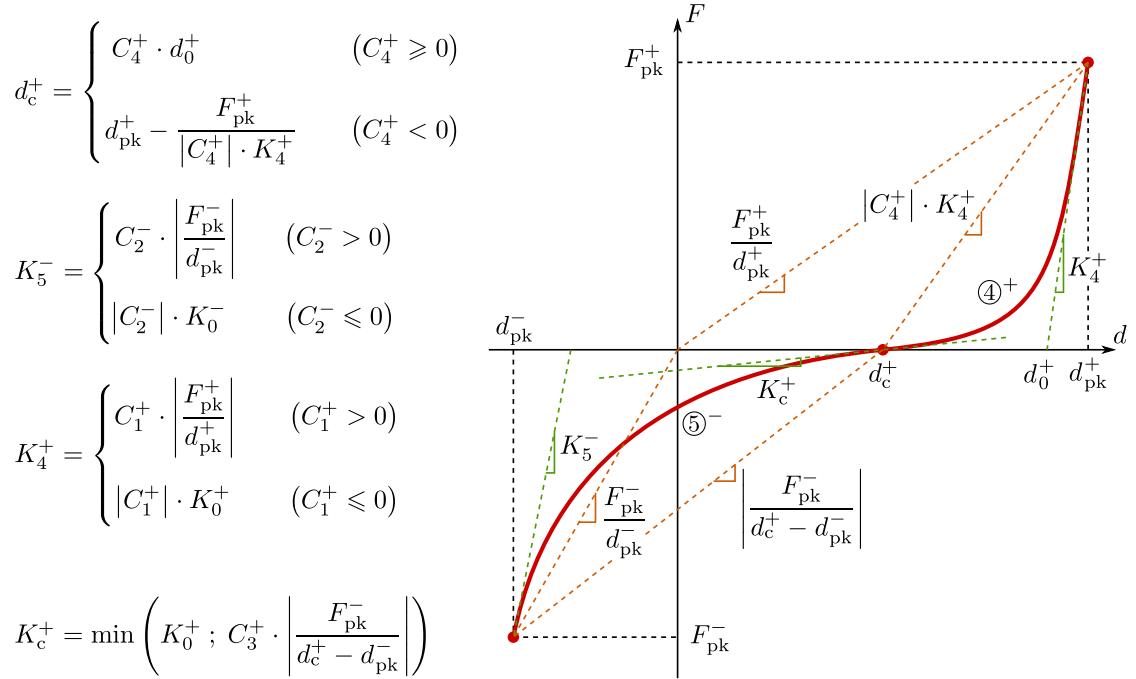


FIGURE 1.11 – Définition des boucles d'hystérésis, [85]

$$F_{pk} = (1 - D)F_{mono} \quad (1.17)$$

F_{mono} est la force calculée à partir du déplacement courant sur la courbe monotone (courbe composée des branches (0), (1), (2) et (3)), et D un coefficient d'endommagement scalaire pour la partie concernée (traction ou compression). Ce coefficient, initialement égal à 0, est mis à jour uniquement au premier pas de temps t^{n+1} pour lequel un changement de sens est détecté (changement de signe de la force), en utilisant la formule suivante :

$$\Delta D = D^n - D^{n+1} = \eta(D^n - D^\infty) \quad (1.18)$$

D^{n+1} représente le nouveau coefficient d'endommagement à partir du pas de temps t^{n+1} pour lequel il y a désormais décharge ($\Delta d < 0$), D^n le coefficient précédent jusqu'au pas de temps t^n pour lequel il y avait encore charge ($\Delta d > 0$), D^∞ l'endommagement théorique pour

un nombre infini de cycles, et η un coefficient contrôlant l'influence des cycles sur l'endommagement. La limite d'endommagement D^∞ est calculée à partir de la force ou du déplacement maximal en fonction du modèle d'endommagement souhaité. En règle générale, on préfère le modèle en déplacement. On constate ainsi qu'à chaque cycle la boucle d'hystérésis courante est endommagée (force maximale inférieure en valeur absolue) par rapport à la précédente : on a un endommagement cumulatif à toutes les boucles. La valeur de η est déterminée d'après les essais expérimentaux.

Le modèle d'endommagement en force suppose que l'évolution de D^∞ est liée à celle de la force maximale F_{max} atteinte au cours de l'histoire du chargement par une loi puissance de paramètres AC et AR . Le modèle en déplacement est analogue et suppose que cette évolution est liée au déplacement maximal d_{max} par une loi puissance de paramètres BC et BR .

$$D^\infty = AC(F_{max})^{AR} \quad \text{ou} \quad D^\infty = BC(d_{max})^{BR} \quad (1.19)$$

Branche (5) : Recharge non linéaire

La branche (5) est une courbe de Bézier rationnelle allant de $(d_c; 0)$ à $(d_{pk}; F_{pk})$. Par continuité, la tangente à l'origine est K_c . La pente au pic correspond à une raideur K_5 calculée comme K_4 mais avec un coefficient C_2 au lieu de C_1 . Lorsque la recharge dépasse d_{pk} , on passe sur l'une des branches de charge (1), (2) ou (3) suivant la valeur du déplacement actuel d .

Synthèse des paramètres

Un listing complet des paramètres d'entrée du modèle est présenté ci-dessous. On distingue trois catégories de paramètres. Les paramètres utilisés pour calibrer la courbe monotone, appelés paramètres « monotones » par simplification, sont des forces, des déplacements et des raideurs qui définissent la courbe monotone du modèle. Les paramètres utilisés pour calibrer la courbe des cycles, appelés paramètres « cycliques » par simplification, sont des coefficients qui définissent la forme des boucles d'hystérésis. Enfin, les paramètres d'endommagement sont des coefficients qui définissent la loi puissance et l'incrément d'endommagement à chaque nouveau cycle.

Paramètres monotones

- d_y : Limite élastique.
- d_1 : Déplacement à force maximale de la courbe monotone.
- d_2 : Déplacement limite de la première phase post-pic.
- d_u : Déplacement ultime de la courbe monotone.
- K_0 : Raideur initiale de la courbe monotone.
- F_1 : Force maximale de la courbe monotone.
- K_1 : Raideur tangente au point $(d_1; F_1)$.
- K_2 : Première raideur post-pic.
- K_u : Seconde raideur post-pic.
- V_1 : Premier rapport des pondérations de Bézier pour la branche (1).
- W_1 : Second rapport des pondérations de Bézier pour la branche (1).

Paramètres cycliques

- C_1 : Coefficient définissant la raideur de décharge K_4 .
- C_2 : Coefficient définissant la raideur de charge K_5 .
- C_3 : Coefficient définissant la raideur à force nulle K_c .
- C_4 : Coefficient définissant l'abscisse à force nulle d_c .
- V_4 : Premier rapport des pondérations de Bézier pour la branche de déchargement.
- W_4 : Second rapport des pondérations de Bézier pour la branche de déchargement.

- V_5 : Premier rapport des pondérations de Bézier pour la branche de chargement.
- W_5 : Second rapport des pondérations de Bézier pour la branche de chargement.

Paramètres d'endommagement

- AC : Coefficient multiplicateur de la loi d'endommagement en force.
- AR : Puissance de la loi d'endommagement en force.
- BC : Coefficient multiplicateur de la loi d'endommagement en déplacement.
- BR : Puissance de la loi d'endommagement en déplacement.
- η : Coefficient agissant sur l'incrément d'endommagement entre chaque cycle.

Le nombre de paramètres (24), tel que présenté ci-dessus, est élevé. Néanmoins, le calage de la loi est relativement simple et rapide. En effet, les pondérations de Bézier ($V1$, $W1$, $V4$, $W4$, $V5$ et $W5$), fixées à 1 par défaut, n'ont généralement pas besoin d'être modifiées. L'endommagement est soit fonction des forces (AC et AR), soit des déplacements (BC et BR). Il est donc nécessaire de caler un seul des deux couples de paramètres. Il reste ainsi 15 paramètres, dont 9 (les paramètres monotones), sont identifiés directement sur une courbe monotone expérimentale. Les paramètres cycliques ($C1$, $C2$, $C3$ et $C4$) peuvent être estimés, en première approche, à partir de l'observation d'une courbe cyclique expérimentale. Les paramètres restants sont identifiés par comparaison des résultats expérimentaux et numériques, et modification des paramètres, jusqu'à une concordance satisfaisante.

1.3 Conclusion

Ce chapitre a résumé dans une première partie les principes réglementaires de la dynamique des structures et les méthodes de calcul existantes. On a ainsi pu voir que seule une analyse temporelle permettait de prendre en compte de manière rigoureuse tous les effets de l'aléa sismique dont font partie les phénomènes globaux et locaux. La difficulté relative à cette méthode est le compromis nécessaire dans la précision de modélisation de la structure, permettant de reproduire correctement son comportement réel, afin de ne pas obtenir des temps de calculs prohibitifs. À cet égard, la seconde partie traite de l'approche multi-échelles, qui est un moyen efficace utilisé pour le calcul dynamique des ossatures bois modernes, et décrit la loi non-linéaire utilisée pour représenter leur comportement hystérétique ainsi que celui de leurs assemblages.

Les bâtiments à ossature bois modernes ont donc déjà fait l'objet de plusieurs études complètes qui ont été validées expérimentalement jusqu'à l'échelle du bâtiment complet (Folz et Filiatrault [59], Folz et Filiatrault [60], Van de Lindt *et al.* [142] et Xu et Dolan [147]). La connaissance de leur comportement devient donc précise et les codes de construction permettent déjà de les mettre en œuvre. Ce constat n'est cependant pas valable pour les ossatures bois avec remplissage dont les études expérimentales et numériques sont peu nombreuses. Cependant les similarités de comportement observées entre ces deux typologies permettent d'utiliser des méthodes de calcul similaires pour l'analyse de la vulnérabilité sismique. Le chapitre suivant s'attache donc à analyser la littérature existante relative à ces études expérimentales et numériques.

Chapitre 2

Ossature bois avec remplissage

Ce chapitre fait un descriptif des études existantes sur les ossatures bois avec remplissage. La première partie concerne l'analyse du bâti *in-situ* (souvent postsismique) permettant de tirer des conclusions empiriques sur le comportement parasismique de ces structures. La seconde analyse les études expérimentales existantes et la dernière traite des travaux de modélisations numériques.

2.1 Bâti existant

2.1.1 Répartition des différents types d'ossature bois avec remplissage

Les ossatures bois avec remplissage se retrouvent sous différentes formes partout à travers le monde (cf. fig. 2.1). Leur existence est très ancienne. Gurpinar *et al.* [75] parlent de plusieurs millénaires, trouvant son origine durant la période des états Néo-Hittites (Nord de la Syrie et Sud de la Turquie) où l'on utilisait déjà des ossatures bois avec remplissage en adobes. En Italie, durant l'époque romaine, la fouille d'un site archéologique, situé à Herculaneum, permet de découvrir un bâtiment de deux niveaux à ossature bois avec remplissage. Cette typologie de structure fut répertoriée sous le nom de *Craticii* ou *Opus Craticium* par Vitruvius (Langenbach [99]). L'utilisation étendue de cette typologie sur la planète s'explique principalement par le coût de sa construction réduit grâce à la facilité d'accès aux matériaux qui la composent, pour son esthétique et/ou pour la recherche d'une résistance accrue face à l'aléa sismique. Il est également reconnu que ces structures ont une résistance plus importante que celles sans ossature bois (cf. 6.1, Arède *et al.* [6] et Dogangun *et al.* [38]).

La figure 2.1, s'inspirant du travail de Caimi [15], indique la répartition des principaux types d'ossature bois avec remplissage à travers le monde. La liste n'est pas exhaustive, par exemple, on retrouve dans tous les pays d'Europe les bâtiments à colombage portant un nom différent selon leur origine (*colombage* en France, *half-timbered* en Angleterre, *fachwerkbau* en Allemagne, *Casa baraccata* ou *Casa intelaiata* en Italie, etc.). De même, une technique équivalente à celle utilisée pour construire les maisons de type *Bahareque*, appelée *taquezal*, peut être retrouvée en Amérique centrale (Gutierrez [76] Copani [31]).

On peut voir que certaines techniques se situent dans des zones de sismicité très faible (Brésil, Suède, Espagne) laissant à penser que les raisons de leur mise en œuvre relèvent seulement de la facilité d'accès aux matériaux locaux, d'un désir d'esthétique de l'habitant pour son logement et/ou de l'amélioration de la capacité portante de la structure grâce au remplissage. À défaut d'information historique à ce sujet, c'est néanmoins cette perception qui est prédominante dans la littérature (Dutu *et al.* [46] ou Copani [31]). La figure 2.2 illustre cela par la répartition de ces systèmes constructifs en Europe suivant trois familles différentes : les bâtiments conçus pour résister au séisme (structures du Portugal, d'Italie, de Grèce et de Turquie), ceux conçus

seulement pour reprendre les charges gravitaires mais possédant un système permettant de reprendre les efforts horizontaux (structures d'Espagne, et d'Allemagne) et enfin ceux conçus pour ne reprendre que les charges gravitaires sans système permettant de reprendre les efforts horizontaux. À la vue de telles structures, la volonté de construire parasismique du maître d'œuvre est attestée par les paramètres suivants : la présence de contreventement, permettant de reprendre les efforts horizontaux, et la symétrie du bâtiment, permettant d'éviter les phénomènes de torsion. Certaines ossatures présentes dans des zones à risque sismique faible comme celles d'Allemagne font toutefois exceptions (contreventement et symétrie, Dutu *et al.* [46]).

2.1.2 Observation du comportement des ossatures bois avec remplissage

Les constructions traditionnelles à ossature bois avec remplissage ont fait preuve d'un comportement remarquable lors des récents séismes importants (Turquie 1999, Grèce 2003, Cachemire 2005 et Haïti 2010) durant lesquels elles n'ont souvent subi que quelques dommages. En comparaison, la réponse aux secousses sismiques des nouvelles constructions en maçonnerie de parpaings ou en béton armé, a été mauvaise voire catastrophique (Haïti 2010), ceci est due à une qualité médiocre de la construction ou des matériaux. En effet, bâtir une telle structure dont la mise en œuvre respecte les codes de construction a un coût relativement élevé rendant ces techniques constructives modernes inaccessibles à la majeure partie des populations locales (Tobriner [138], Makarios et Demosthenous [107], Langenbach [100], Audefroy [8]).

Ces typologies traditionnelles ont fait l'objet de nombreuses études architecturales et/ou analyses post-sismiques visant à comprendre et/ou évaluer leur comportement parasismique. En voici une liste descriptive :

- Les structures *himis* (fig. 2.3(a)) et *bagdadi* (fig. 2.3(b)) ([37], [38], [69] et [116]) : les premières sont composées d'une ossature contreventée dont le remplissage peut être composé de briques, de pierres ou d'adobes. Les secondes sont composées d'une ossature bois contreventée liée en surface (faces intérieures et extérieures) par un réseau de liteaux servant de support pour un mortier de terre éventuel. L'intérieur de l'ossature peut être rempli d'un matériau léger comme des morceaux de bois. La technique *bagdadi* permet notamment de réaliser des bâtiments plus légers ayant une résistance sismique supérieure à ceux construits par la première méthode. En revanche, elle est plus sensible aux attaques naturelles et consomme davantage de bois au détriment de matériaux qui peuvent être plus facilement accessibles (pierres et terre). Elle était donc moins utilisée. Les structures *himis* et *bagdadi* se sont répandues de manière importante entre le 15^e et le 19^e siècle à la suite de nombreux séismes qui ont touché la Turquie. Elles ont ensuite été interdites par le gouvernement à cause de plusieurs incendies meurtriers mais ont été récemment réintroduites en raison de leur comportement sismique intéressant. Ces structures ont également fait l'objet d'études expérimentales, et numériques dans le cas des ossatures *himis* ([4] et [73]).
- Les structures *Dhajji-Dewari* (fig. 2.3(c)) et *Taq* (fig. 2.3(d)) ([133], [97] et [101]) : la première correspond à une ossature bois contreventée avec un remplissage à base de briques, terre et/ou pierres. *Dhajji-Dewari* est un terme provenant du perse signifiant « mur capitonné d'un patchwork ». En effet, les contreventements peuvent être un réseau de barres en bois positionnées de biais avec un angle aléatoire subdivisant ainsi le remplissage en un patchwork de maçonnerie. La seconde, est un système composite bois-maçonnerie dans lequel le bois ne joue qu'un rôle structurel pour la reprise d'efforts horizontaux. En effet, la maçonnerie est séparée de manière régulière dans le sens de la hauteur par des échelles en bois horizontales qui créent une interface permettant de dissiper l'énergie en cas de mouvement de la maçonnerie soumise à des efforts horizontaux et ainsi de limiter la fissuration de la maçonnerie. Ce système ne constitue donc pas une ossature bois remplie mais il est intéressant de citer cet exemple car les deux typologies cohabitent de manière

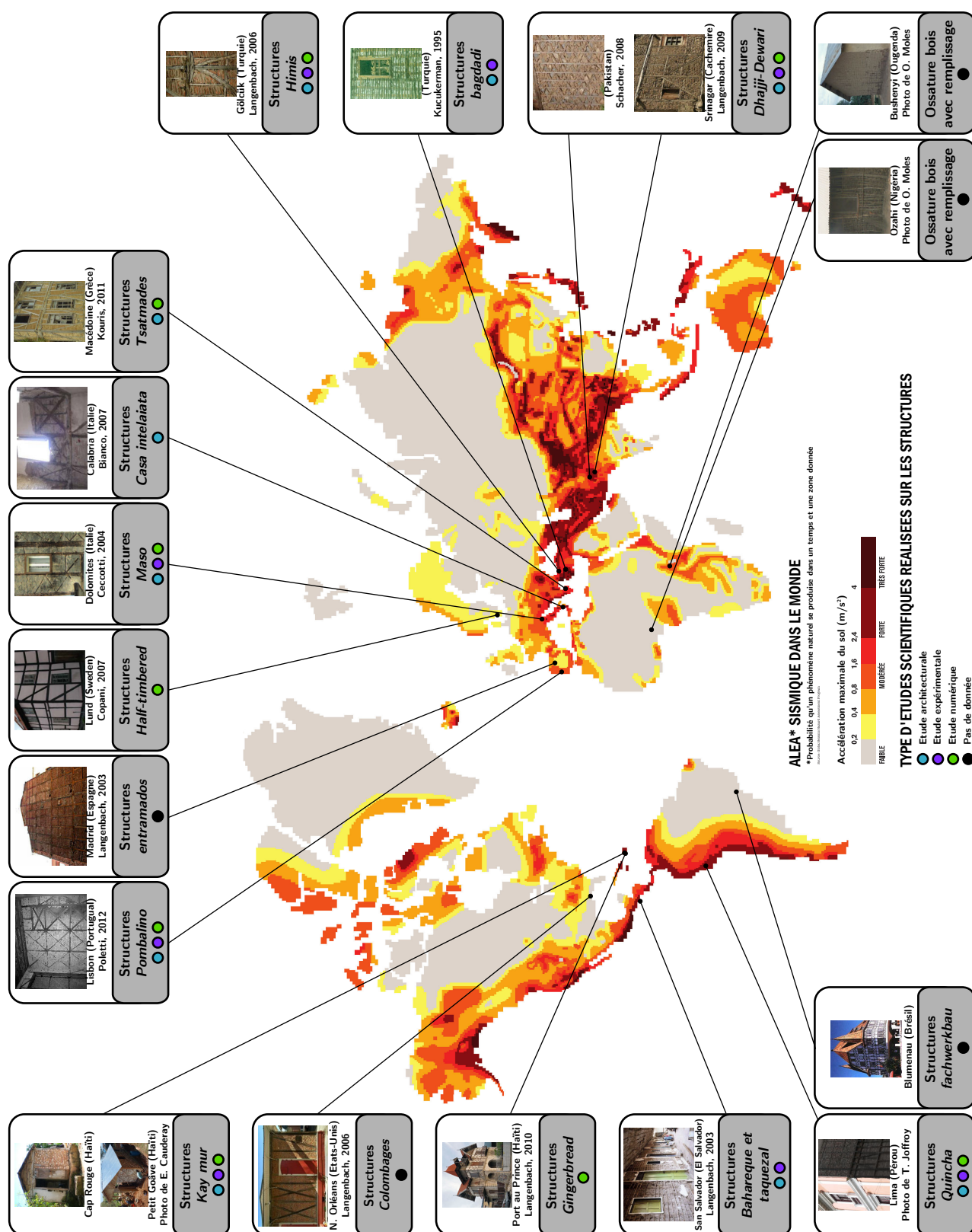


FIGURE 2.1 – Systèmes à ossatures en bois dont la conception prend en compte les besoins locaux et dans la plupart des cas les aléas naturels

Fond de carte : exposition « Volcans, Séismes, tsunamis, vivre avec le risque » – Palais de la découverte – Du 12 octobre 2007 au 11 mai 2008

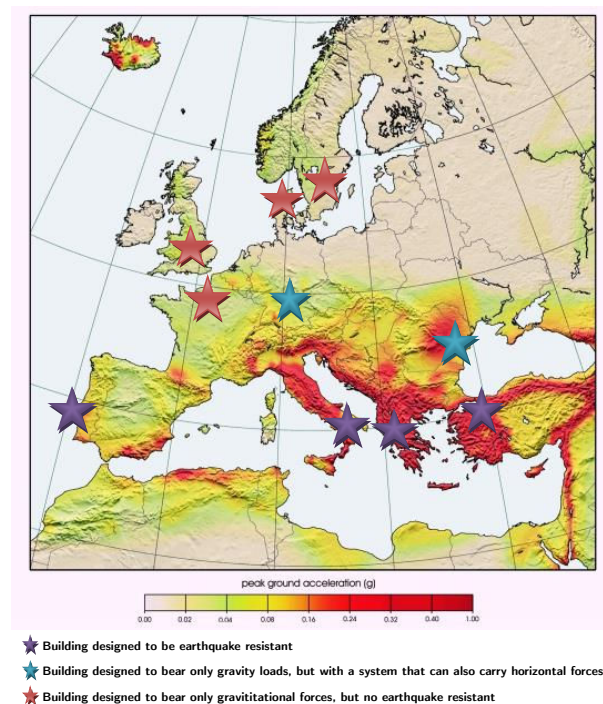


FIGURE 2.2 – Cartographie de l'accélération maximale du sol avec une probabilité de dépassement de 10% sur une période de retour de 50 ans, Dutu *et al.* [46]

équilibrée au Cachemire. Les ossatures bois avec remplissage du Cachemire sont mentionnées dans les textes dès le 12^e siècle. Elles ont ensuite évolué pour devenir les principaux systèmes utilisés : *Dhajji-Dewari* et *Taq*. Le premier a fait l'objet d'études expérimentales et numériques (cf. paragraphe 2.2 et 2.3).

- Les structures *Bahareque* et *Taquezal* (fig. 2.3(e)) ([76] et [98]) : composées d'une ossature mixte bambou-bois, leur principe constructif est proche de la technique *bagdadi* décrite précédemment. Des lattes de bambou forment une cage autour de l'ossature contreventée. Cette cage peut être remplie ou simplement enduite d'un torchis appelé *cagajón* réalisé à base de terre et de crottin de cheval. Le ciment a tendance à remplacer le *cagajón*. Ce type de constructions est largement utilisé dans les milieux ruraux depuis l'époque coloniale (Équateur, Colombie, Amérique centrale) et existe encore dans les milieux urbains dont l'âge de certains bâtiments dépasse le siècle. Ceci montre clairement la bonne tenue au temps et aux séismes des *Bahareque*. Ces structures ont fait l'objet d'études expérimentales ([70]).
- Les structures *Adobe-Quincha* (fig. 2.3(f)) ([34] et [98]) : le rez-de-chaussée est constitué d'une maçonnerie d'adobes alors que les étages supérieurs sont composés par le système *quincha* identifiable par son ossature bois contreventée remplie de briques ou couverte de branchages recevant un enduit de terre et de gypse. Il est intéressant de remarquer le système de contreventement original en forme de Y présent dans certaines constructions (cf. fig. 2.1). Cette typologie, spécifique au Pérou, dont un vestige du site archéologique de Caral témoigne de 5000 ans d'existence, n'est plus utilisée aujourd'hui malgré la présence de certains de ces bâtiments dans les centres villes.
- Les *gingerbread* (fig. 2.3(g)) ([102] et [123]) : ces structures hybrides typiques d'Haïti existent depuis le début du 20^e siècle. Il existe trois principales techniques constructives :
 - Ossature bois contreventée sans remplissage.

- Colombage.
- Murs porteurs en maçonnerie de briques ou de pierres liées par un mortier de terre/chaux.

Les *Gingerbread* furent ensuite interdites par le gouvernement qui n'autorisa que la construction de bâtiments en maçonnerie, béton armé ou métal afin d'éviter les incendies. Des informations complémentaires sont données dans le paragraphe 3.2.

- Les *kay* (fig. 2.3(h)) ([8] et [35]) : composées d'une ossature bois avec remplissage, ces maisons sont typiques des milieux ruraux d'Haïti et sont toujours utilisées actuellement. Une description plus complète de cette typologie est faite dans le paragraphe 3.2.
- Les structures Grecques au système porteur dual (fig. 2.3(i)) ([93], [107], [136] et [145]) : système traditionnel, développé avant le 20^e siècle sur l'île de Lefkada (la plus sujette à l'aléa sismique), dont la structure du premier niveau permet de reprendre les charges gravitaires par le mur en maçonnerie puis par le second mur à ossature bois en cas d'effondrement du premier. Les niveaux supérieurs sont composés d'une ossature bois avec remplissage. Le sol étant de mauvaise qualité, des nappes de troncs d'arbre sont superposées en trois couches dont les espaces sont remplis par un mortier (sable, pierres et un liant hydraulique), le tout formant une assise correcte pour le bâtiment. La capacité parasismique d'un tel système n'a pas pu être prouvée mais pourrait posséder un potentiel de dissipation d'énergie intéressant.
- Les structures *Pombalino* (fig. 2.3(j)) ([126] et [110]) : ces structures ont été conçues suite à la dévastation du centre-ville de Lisbonne par le séisme de 1755 et le tsunami qui suivit. Le premier ministre de l'époque, le marquis de Pombale, fut chargé de reconstruire la ville aussi vite que possible. Il délégua à un groupe d'ingénieurs la conception d'une structure résistante à l'aléa sismique. Basé sur le savoir-faire de l'époque et sur l'analyse du bâti ayant résisté aux catastrophes naturelles de 1755, les bâtiments de type *Pombalino* furent développés. Leur assise est réalisée par des pieux de 1,5 m de longueur plantés dans le sol. Le premier niveau ainsi que les façades extérieures du bâtiment sont composés d'une maçonnerie de pierres. Ces parois sont renforcées par une ossature bois tridimensionnelle, appelée *gaiolina* (cage), composée des planchers et des murs, appelés murs *frontal*, qui sont remplis par une maçonnerie mixte (pierres et/ou tuiles et mortier).
- Les structures *baraccata* et *intelaiata* (fig. 2.3(k)) ([130] et [137]) : ces systèmes traditionnels existent en Italie depuis la fin du 14^e siècle. À la suite du séisme de Calabre de 1783, elles ont été intégrées dans les codes de construction en tant que solution parasismique. L'ossature bois des bâtiments *baraccata* et *intelaiata* est contreventée par des croix de Saint-André. Le premier est ensuite rempli alors que pour le second, des murs de maçonnerie sont construits autour de l'ossature bois.

Les connexions de toutes ces structures traditionnelles sont réalisées à partir d'assemblages mi-bois ou cloués.

Pour chacune de ces constructions, les observations post-sismiques concluent systématiquement à une résistance remarquable face à l'aléa sismique. C'est d'autant vrai pour les zones où les constructions modernes subissent de lourds dommages généralement occasionnés par une absence de conception et par une mauvaise réalisation.

Les cas d'effondrement de ces ossatures avec remplissage sont presque toujours justifiés par un manque d'entretien de la part du ou des propriétaires. Ces observations récurrentes ont tendance à promouvoir leur utilisation dans les projets de construction actuels mais ces structures restent cependant encore peu utilisées, excepté dans les milieux ruraux. Ceci peut s'expliquer par plusieurs raisons :

- Le peu de données scientifiques disponibles, ayant pour conséquences directes :

- L’absence de code de construction ne permettant pas de garantir un bâtiment sûr sur le plan de la sécurité.
- La manque de preuves des performances parasismiques des constructions traditionnelles souffrant parfois d’une image de « fragilité » et de pauvreté.
- La sensibilité des ossatures bois aux incendies et aux attaques d’insectes.
- L’entretien nécessaire, dans le temps, des constructions traditionnelles (bois, assemblages, enduits, etc.).

Afin de promouvoir la construction de ces ossatures bois traditionnelles avec remplissage, il est donc primordial de développer des programmes de recherche qui permettraient de palier le manque d’informations et d’apporter des améliorations significatives (Audefroy [8], Dutu *et al.* [46], Gutierrez [76] et Langenbach [100]) comme cela a été réalisé pour les structures modernes. Les parties 2.2 et 2.3 font donc l’état de l’art de la recherche sur ce type de structures.

2.2 Travaux expérimentaux

Cette partie fait l’état de l’art existant sur les travaux expérimentaux portant sur l’étude du comportement parasismique des ossatures bois avec remplissage. Comme le montre la figure 2.1, seuls quatre systèmes constructifs font l’objet de telles études :

- Les structures type *pombalino* : des tests quasi-statiques oligocycliques ont été réalisés à l’échelle :
 - D’une cellule élémentaire¹, avec ou sans remplissage (Ferreira *et al.* [53]).
 - D’un mur réduit, (Vasconcelos *et al.* [143] and Cruz *et al.* [33]).
 - Du mur complet (Meireles *et al.* [110] and Poletti et Vasconcelos [124]).

Le but était de mener une analyse empirique paramétrique du comportement hystérétique des structures *frontal* et de développer des modèles numériques. La recherche relative au comportement des murs *frontal* est motivée par le besoin de rénovation des bâtiments historiques dont ils contreventent la structure.

- Les structures type *dhajji-dewari* : des essais quasi-statiques oligocycliques ont été réalisés à l’échelle du mur et des connecteurs. Les objectifs étaient également de réaliser une étude paramétrique relative à leur comportement hystérétique et de développer des modèles numériques. De plus, une campagne expérimentale à l’échelle des assemblages a été menée afin de permettre le développement d’une modélisation simplifiée. (Ali *et al.* [5]).
- Les structures type *maso* : des essais quasi-statiques oligocycliques ont été réalisés à l’échelle du mur sur différentes configurations représentatives des Dolomites dont certaines ont été améliorées par une modification des connecteurs métalliques. Les objectifs étaient également de mener une étude paramétrique relative à leur comportement non-linéaire et de développer un modèle numérique simplifié. (Ceccotti *et al.* [18]).
- Les structures type *kay mur* : sur la base de ces structures, un modèle amélioré a été conçu et est analysé dans le cadre de cette thèse (cf. 3). Une approche multi-échelles a été développée (assemblage, cellule élémentaire, mur, maison). A chaque échelle, des essais quasi-statiques monotones, cycliques, oligocycliques et dynamiques ont été réalisés. Les objectifs étaient multiples : étude paramétrique aux échelles de l’assemblage et de la cellule élémentaire, analyse empirique du comportement hystérétique à chaque échelle et validation du modèle simplifié par macroélément à l’échelle du mur et de la maison.

1. Élément de structure composant le mur, cf. chapitre 7

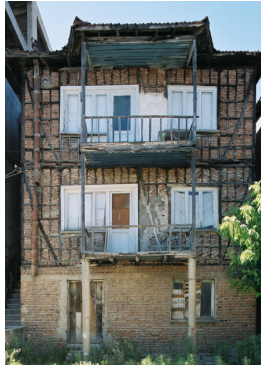
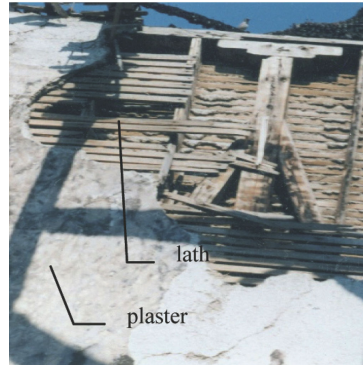
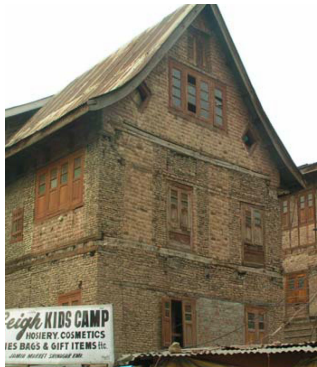
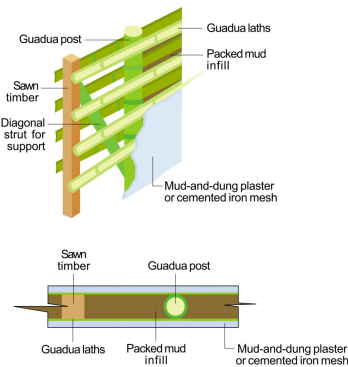
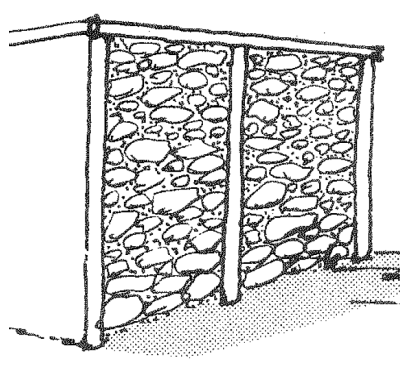
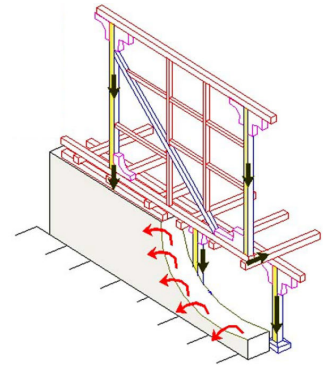
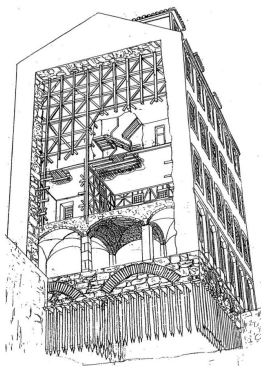
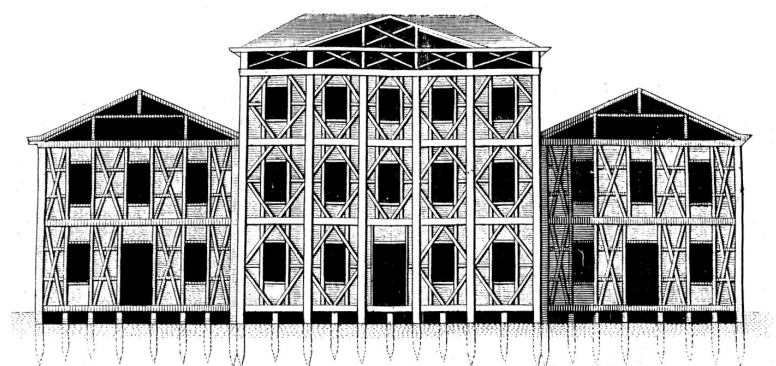
(a) *Himis*, [98](b) *Bagdadi*, [116](c) *Dhajji-dewari*, [116](d) *Taq*, [116](e) *Bahareque et Taquezal*, [77](f) *Quincha*, (T. Joffroy)(g) *Gingerbread*, [102](h) *Kay mur*, [35](i) *Porteur dual*, [93] et [107](j) *Pombalino*, [110](k) *Intelaiata*, [137]

FIGURE 2.3 – Ossatures bois avec remplissage – Systèmes constructifs existants

Le travail réalisé sur les trois premiers systèmes constructifs est présenté ci-dessous. Les travaux, portant sur les structures améliorées des systèmes *kay mur*, sont développés dans ce mémoire et présentés dans la partie II.

2.2.1 Présentation des études expérimentales

À partir des données disponibles dans la littérature, cette partie détaille pour deux échelles d'étude différentes (cellule élémentaire, mur de contreventement) :

- La configuration des essais.
- Les principes constructifs des ossatures bois avec remplissage (*pombalino*, *dhajji-dewari* et *maso*)
- Les paramètres étudiés.

2.2.1.1 Cellule élémentaire

Cette étude n'a été réalisée que sur les structures *pombalino*. Le principe est d'étudier une cellule élémentaire composant le mur complet. L'objectif, quant à lui, est de fournir une base de données permettant de déterminer les paramètres qui conduiront à la modélisation de la structure la plus précise possible. Les dimensions de la cellule sont présentées sur la figure 2.4. L'ossature est connectée par des assemblages mi-bois maintenus ensemble par des clous mesurant environ 14 cm de longueur et dont la forme pyramidale possède une base dont l'ordre de grandeur est $10 \times 6 \text{ mm}^2$. Quatre spécimens vides et trois avec remplissage ont été testés. Sur l'ossature vide, une charge verticale de 6 kN a été appliquée afin de prendre en compte la présence de la masse en tête existant *in-situ*. Dans le cas des structures avec remplissage, ce chargement vaut 25 kN puisque dans ce cas, la masse en tête est représentative d'une structure remplie. La particularité de ces essais est l'encastrement des poteaux dans des embases métalliques comme on peut le voir sur la figure 2.4(d). En effet, cela empêche la structure de se soulever et donc de solliciter l'assemblage lisse basse-poteaux en traction alors que c'est son mode de fonctionnement privilégié. Ce choix pourrait se justifier de deux façons même si cela n'est pas fait par les auteurs :

- Représenter la continuité des poteaux. Cependant, la présence *in-situ* de contreventement permet de reprendre l'effort de cisaillement sollicitant le poteau, ce qui n'est pas le cas dans l'étude de Ferreira *et al.* [53].
- Appréhender le comportement de la cellule élémentaire en cisaillement sans l'effet de mouvement de corps rigide (rocking).

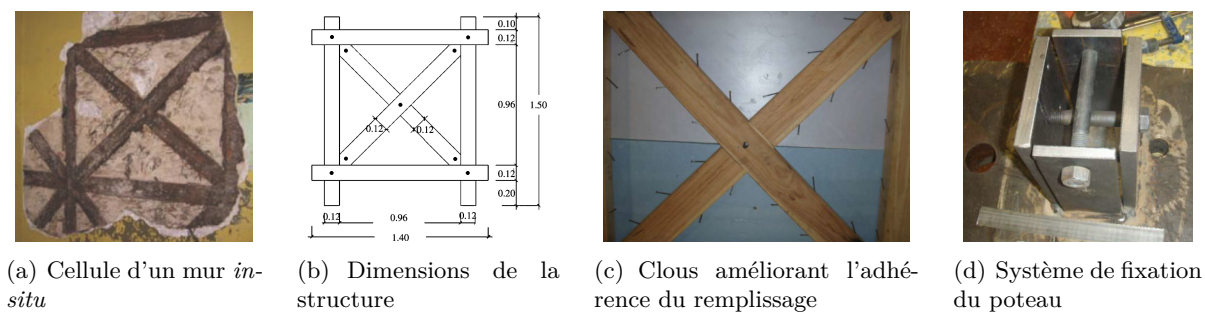


FIGURE 2.4 – Cellule élémentaire d'un mur *frontal*, [53] and [62]

2.2.1.2 Mur

Structure *Bombalino*, échelle réduite, Vasconcelos *et al.* [143]

Un mur *frontal* réel, son système d'assemblage ainsi que les différentes structures *frontal* étudiées, sont présentés dans la figure 2.5.

Le mur réduit, illustré sur la figure 2.5(d), mesure 90 cm de haut et 80 cm de large. Les montants en bois ont tous la même section égale à $7 \times 5 \text{ cm}^2$. Les assemblages mi-bois des éléments sont maintenus par tenon et mortaise excepté aux extrémités des diagonales qui sont simplement en contact grâce à une pointe lardée dans chaque connexion. Les tenons ont une section de $2 \times 4 \text{ cm}^2$ et une hauteur de 3 cm. Deux types de clous ont été utilisés : l'un avec une section carrée de 2,1 cm de côté et d'une longueur de 4 cm et l'autre de 3,1 cm de côté et d'une longueur de 7 cm. Le clou le plus court a été fixé transversalement au cadre afin d'améliorer l'efficacité des assemblages tenon-mortaise. Quant aux clous longs, ils ont été fixés dans le plan du cadre pour renforcer le contact entre les diagonales et le cadre. Le remplissage est réalisé avec des briques de 6 cm d'épaisseur liées à l'ossature bois par un mortier composé de ciment, sable et chaux selon le ratio 2 : 6 : 3. L'utilisation de ciment est justifiée par son emploi fréquent dans de projets de réhabilitation.

Cette étude comprend neuf essais expérimentaux permettant d'analyser l'influence sur le comportement du mur :

- D'un renforcement structurel.
- Du remplissage.
- Du chargement vertical.

Les configurations testées sont les suivantes :

- Mur vide (UTW) : trois essais réalisés faisant varier le chargement vertical à chaque fois (25, 43 et 70 kN).
- Mur avec remplissage (ITW) : trois essais réalisés faisant varier le chargement vertical à chaque fois (70, 80 et 100 kN).
- Mur vide renforcé (RTW) : trois essais réalisés faisant varier le chargement vertical à chaque fois (43, 70, 80 et 100 kN).

Structure *Pombalino*, Meireles *et al.* [110]

Ce mur *frontal*, que l'on nommera « mur 1 » dans un souci de simplicité, est illustré sur la figure 2.5(e). Il est composé de poutres et de poteaux continus connectés ensemble par des assemblages mi-bois visibles sur la figure 2.5(b). Cette ossature est contreventée par des croix de Saint-André et remplie par une maçonnerie de briques et de tuiles cassées liées par un mortier de chaux. Les sections des montants en bois sont les suivantes : $16 \times 8 \text{ cm}^2$; $12 \times 8 \text{ cm}^2$ et $10 \times 7 \text{ cm}^2$. Les clous, d'une longueur de 12,5 cm, ont une forme pyramidale dont la base mesure de $10 \times 6 \text{ mm}^2$. Ceux utilisés pour lier les diagonales ensemble sont du même type mesurant 7,5 cm de long avec une section de $5 \times 5 \text{ mm}^2$. Un avant-trou de 7,5 mm a été percé préalablement dans les montants horizontaux pour pouvoir monter l'ensemble. Un poids verticale de 30 kN/m a été appliqué sur le mur pour prendre en compte le poids des étages et celui du toit des constructions réelles.

Structure *Pombalino*, Poletti et Vasconcelos [124]

Ce mur *frontal*, que l'on nommera « mur 2 », est illustré sur la figure 2.5(f). Même s'il paraît très similaire au précédent, des détails techniques différents ont une influence notable sur

la réponse des murs comme nous le verrons dans le paragraphe 2.2.2. Les assemblages mi-bois connectant les montants horizontaux et verticaux diffèrent entre le mur 1 et le mur 2 (cf. fig 2.5(c)). On voit que pour le premier, le poteau est posé hors du montant horizontal et il est fixé à ce dernier par deux clous. Pour le second, ce même poteau est fixé dans la coupe de la lisse basse et il est maintenu avec seulement une pointe dont les dimensions sont inconnues. Autre différence importante, dans le mur 1, les contreventements possèdent leur inertie faible ($10 \times 7 \text{ cm}^2$) dans la direction hors-plan du mur alors que pour le mur 2, ils possèdent leur inertie forte dans la bonne direction ($8 \times 12 \text{ cm}^2$). Les dimensions des autres montants sont également différentes comme on le voit sur les figures 2.5(e) et 2.5(f).

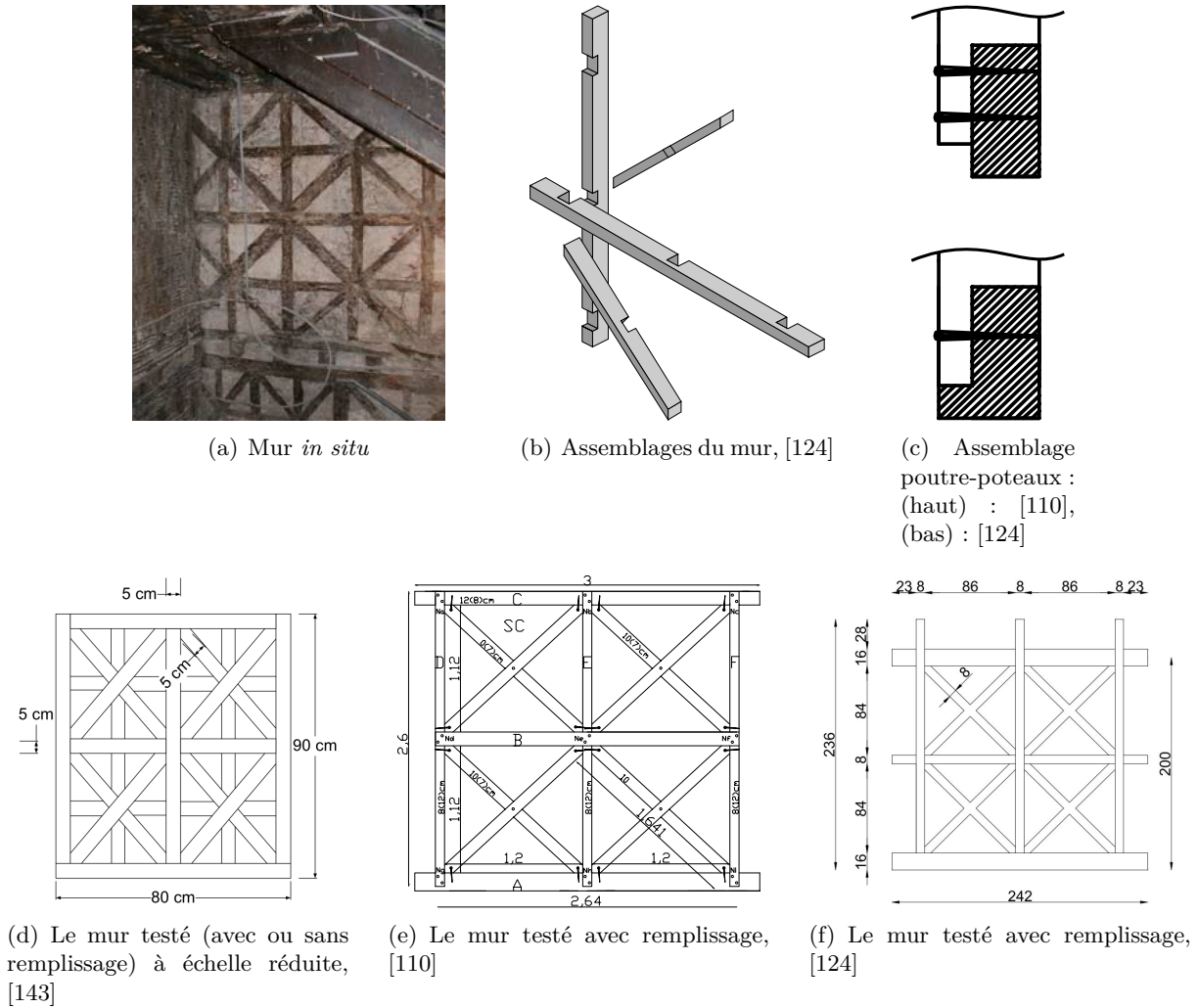


FIGURE 2.5 – Mur *frontal*

Mur *Dhajji-dewari*, Ali *et al.* [5]

Le mur du type *dhajji-dewari*, son ossature et son système d'assemblage sont présentés dans la figure 2.6. Trois murs ont été construits à partir de trois dimensions de poutres bois différentes : $10 \times 10 \text{ cm}^2$, $5 \times 10 \text{ cm}^2$ et $2,5 \times 10 \text{ cm}^2$. Les clous servant à connecter les poutres horizontales supérieures et inférieures mesurent 75 mm de long alors que les autres mesurent 50 mm. Ils sont tous composés d'un acier doux. Les poutres horizontales sont connectées aux poteaux par des assemblages tenon-mortaise. La composition du remplissage (ratio pierres/mortier) varie selon les configurations de mur testées : 9 : 1, 7 : 3 et sans remplissage. Un poids vertical de 2 kN a

été appliqué sur le mur pour prendre en compte le poids du toit des constructions réelles.

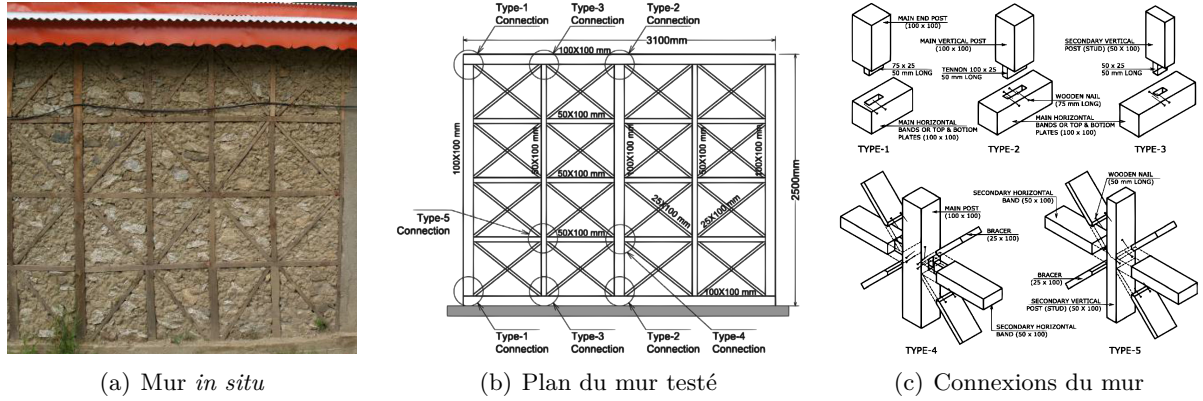


FIGURE 2.6 – *Dhajji-dewari* wall, Ali *et al.* [5]

Mur *Maso*, Ceccotti *et al.* [18]

Le mur du type *maso*, son ossature et son système d'assemblage sont présentés dans la figure 2.7. Les poteaux de cette structure ont une section de $16 \times 16 \text{ cm}^2$ et sont connectés ensemble par des assemblages mi-bois maintenus par deux chevilles au lieu des traditionnels clous pyramidaux. Les planches de contreventement ont une section de $7 \times 16 \text{ cm}^2$ et sont simplement posées à l'intérieur de l'ossature sans connexion. Le remplissage est composé d'une maçonnerie de pierres concassées liées par un mortier composé de chaux, terre et sable.

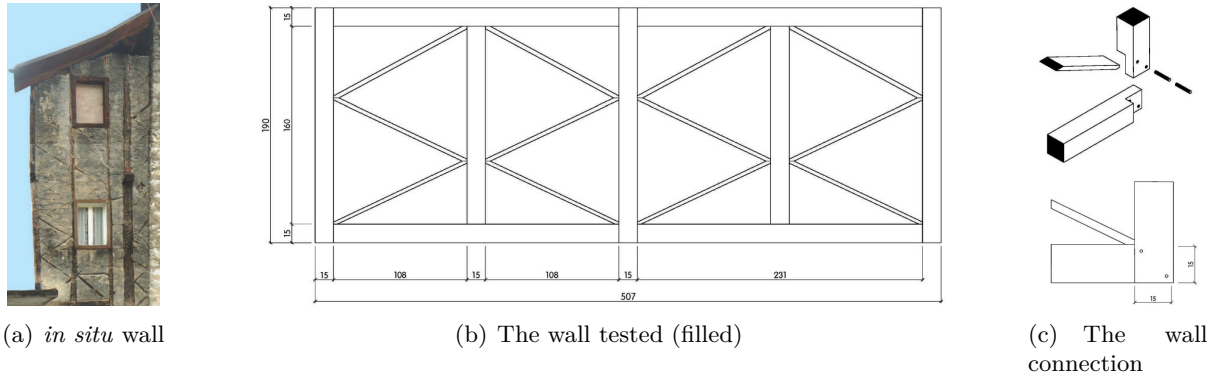


FIGURE 2.7 – *Maso* wall, Ceccotti *et al.* [18]

2.2.2 Résultats des travaux expérimentaux

À partir des données disponibles dans la littérature, cette partie décrit les résultats des essais quasi-statiques réalisés sur les trois types de structures précédentes. Dans chaque cas, lorsque c'est possible, les paramètres nécessaires à l'estimation des performances parasismiques de ces ossatures sont comparés. Ces paramètres sont la ductilité, l'énergie dissipée, le coefficient d'amortissement visqueux équivalent (EVDR, *equivalent viscous damping ratio*), la force maximale, le *drift* et l'influence du remplissage sur le comportement du mur. Les méthodes de calcul de ces valeurs sont décrites ci-dessous.

- Ductilité μ_Δ : la ductilité correspond à la capacité du matériau/assemblage/élément/structure à se plastifier sans se rompre. Cela donne une estimation de la capacité de la structure à se déformer non-linéairement sans perte significative de résistance ou de raideur. De façon classique, on définit la ductilité d'une structure comme étant le rapport du déplacement au pic (Δ_{max}) ou à la rupture ($\Delta_{failure}$) et le déplacement élastique (Δ_y) obtenus à partir du comportement Force-Déplacement de la structure (équ. 2.1).

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad \text{ou} \quad \mu_\Delta = \frac{\Delta_{failure}}{\Delta_y} \quad (2.1)$$

Le calcul de μ_Δ ne s'avère pas trivial car le choix du déplacement limite entraîne des différences importantes et la détermination précise de Δ_y est souvent difficile à partir de la courbe expérimentale. Ainsi, il existe plusieurs méthodes permettant de calculer ce coefficient, utilisant Δ_{max} ou $\Delta_{failure}$ et indiquant une façon d'obtenir le déplacement élastique. Elles sont illustrées dans la figure 2.8 et résumées dans Muñoz *et al.* [111] ou Jorissen et Fragiacomio [89].

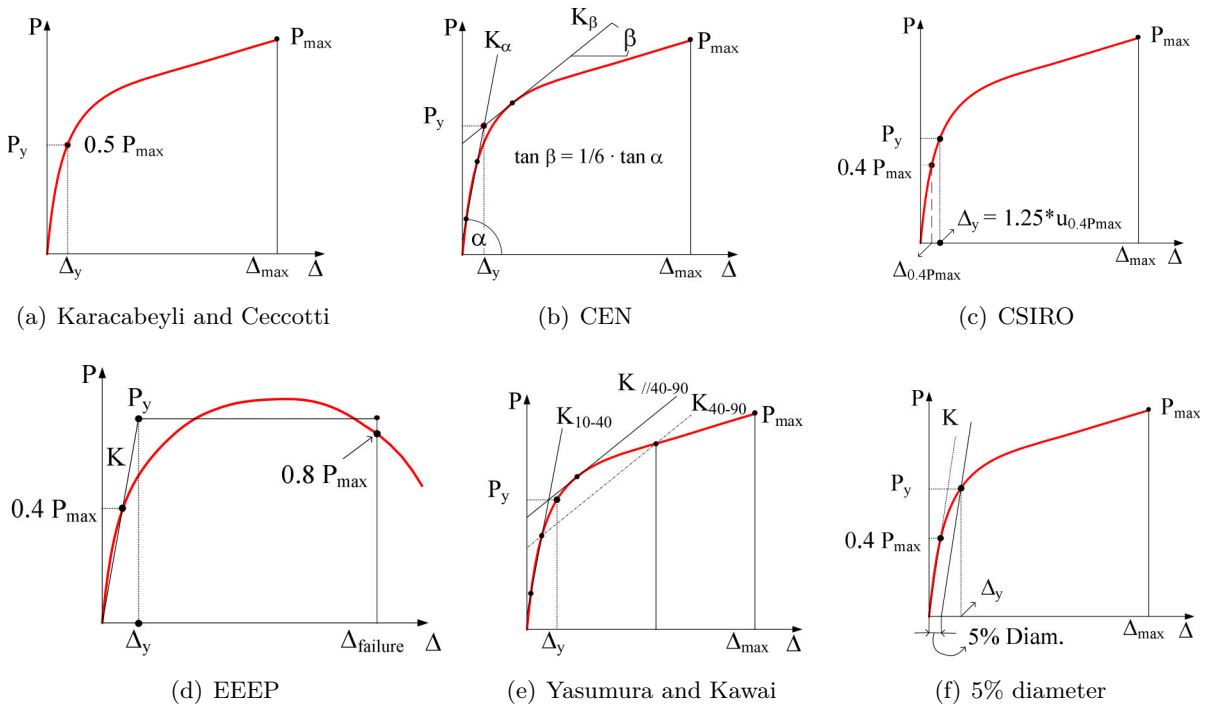


FIGURE 2.8 – Méthodes d'analyse classiques utilisées pour la détermination du déplacement élastique, Muñoz *et al.* [111]

Muñoz *et al.* [111] ont calculé la ductilité, selon ces six méthodes, à partir des résultats d'essais de soixante assemblages (plusieurs configurations) et dix-huit murs. Ils en concluent que chaque méthode peut avoir des difficultés à estimer une valeur de ductilité réaliste selon le type de comportement expérimental analysé. La méthode de Yasumura and Kawai semble donner des valeurs plus régulières. Malgré les nombreux cas de surestimations obtenus à partir de la méthode EEEP (*Equivalent Energy Elastic-Plastic*, fig. 2.8(d)), elle est définie comme la référence dans certains codes de construction (*e.g.* [51]), ce qui en fait un outil très utilisé dans la littérature. Il paraît donc pertinent d'utiliser cette dernière et de conforter les résultats calculés par l'utilisation complémentaire de l'une des méthodes décrites ci-dessus. Il est intéressant de citer Jorissen et Fragiacomio [89] qui infèrent quant à eux d'exprimer le concept de ductilité comme un paramètre absolu et non relatif comme

il l'est actuellement. Selon ces auteurs, les paramètres prépondérants sont le déplacement à la rupture ou la différence entre $\Delta_{failure}$ et Δ_y .

- Énergie dissipée et EVDR : dans un but d'évaluation de la capacité de la structure à dissiper de l'énergie, le coefficient d'amortissement visqueux équivalent (EVDR) est calculé à partir des boucles d'hystérésis de la courbe force-déplacement (cf. fig. 2.9) selon l'équation 2.2.

$$\xi_{eq} = \frac{E_d}{2\pi \cdot E_p} \quad (2.2)$$

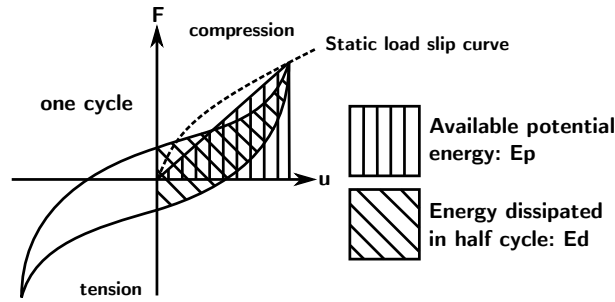


FIGURE 2.9 – Definition de E_d et E_p pour la détermination de l'amortissement visqueux équivalent (EVDR), EN 12512 [49]

où E_d est l'énergie dissipée. Elle est égale à l'aire de la boucle d'hystérésis. E_p est l'énergie élastique (ou potentielle) égale à la moitié du produit de la force maximale par le déplacement correspondant.

La valeur moyenne de ξ est calculée pour un déplacement positif et négatif et est résumée dans les tableaux pour chaque test.

- Force maximale : comme son nom l'indique la force maximale, notée F_{max} , est la force correspondante au pic de la courbe de comportement exprimée à partir de l'effort appliqué à la structure.
- *Drift* : dans le cas des essais quasi-statiques à l'échelle du mur, le *drift* est le rapport du déplacement en tête du mur divisé par la hauteur du mur. Il s'exprime en pourcentage. Cette grandeur relative permet de comparer des murs de différentes hauteurs.
- Influence du remplissage et ratio de bois : elle peut porter sur la raideur initiale, la résistance verticale et latérale de la structure. L'impact sur la raideur et sur la résistance verticale (meilleure répartition des charges) est vrai dans la plupart des cas. L'influence sur la résistance latérale dépend du comportement de l'ossature bois : si le treillis formé par l'ossature bois est indéformable alors le remplissage ne joue aucun rôle. *A contrario*, si les contreventements de ce treillis ne sont pas fixés au cadre, tel que c'est le cas pour les murs *maso*, le remplissage est indispensable pour assurer le confinement de l'ossature. Dans la majorité des cas, le comportement de la structure est intermédiaire à ces deux situations. Le ratio de bois (volume de bois sur le volume total) semble alors être un indicateur pertinent pour appréhender cette influence. Cela s'explique par le fait que les bâtiments sont normalement conçus avec une cohérence structurelle. Par exemple, la dimension des connecteurs est, en toute logique, relative à celle de l'ossature bois. Donc si cette dernière est massive, les assemblages le seront également comme l'illustre la structure des murs *frontal*. Ceci n'est toutefois pas généralisable, comme l'illustrent les dimensions importantes des sections de poutres et poteaux, utilisées pour la réalisation de structures *himis* et testées par Aktas *et al.* [4]. En effet, ces poutres et ces poteaux sont assemblés seulement par quelques pointes (entre 2 et 6).

2.2.2.1 Cellule élémentaire

Les expériences à l'échelle de la cellule élémentaire menées par Ferreira *et al.* [53] permettent de signifier l'impact du remplissage sur le comportement de la structure soumise à un chargement vertical et horizontal. Il faut toutefois relativiser ces conclusions étant données les conditions limites et leurs impacts sur ces résultats.

Les figures 2.10 illustrent les différents modes de rupture des spécimens testés. Le tableau 2.1 montre quant à lui les principales valeurs à retenir pour ces essais sur cellule remplie.

Les ruptures fragiles du bois dépeintes par le comportement de ces cellules permettent de constater que les conditions aux limites de l'essai jouent un rôle prépondérant sur la réponse de la structure. En effet, encaster les poteaux de cette manière (2.10) induit un cisaillement important de ces éléments qui n'existe pas dans la réalité puisqu'il y a une continuité des contreventements au niveau des assemblages. Les connecteurs métalliques semblent surdimensionnés car ils devraient pouvoir se déformer afin de prévenir ces ruptures fragiles dans le bois. De plus, expliquer l'augmentation de la rigidité et de la résistance par l'unique présence de remplissage est discutable puisqu'une part non négligeable de cette augmentation provient de la charge verticale (cf. Vasconcelos *et al.* [143] et Poletti et Vasconcelos [124]) nettement plus importante pour la configuration avec remplissage (25 kN contre 6 kN). En revanche, le remplissage semble effectivement participer à l'atténuation de l'instabilité hors plan des contreventements.



(a) SR1 : rupture hors-plan des contreventements



(b) SR2 : rupture du poteau en traction



(c) SR3 : rupture du poteaux en traction dans l'assemblage mi-boit poteaux-lisse haute



(d) R1 : rupture en cisaillement du bois dans l'assemblage mi-bois poteaux-lisse basse



(e) R2 : rupture du poteau en traction



(f) R3 : rupture du poteau en traction au niveau de l'embase métallique

FIGURE 2.10 – Faciès de ruptures des cellules élémentaires sans remplissage (SR) et avec (R), [53] et [62]

2.2.2.2 Mur

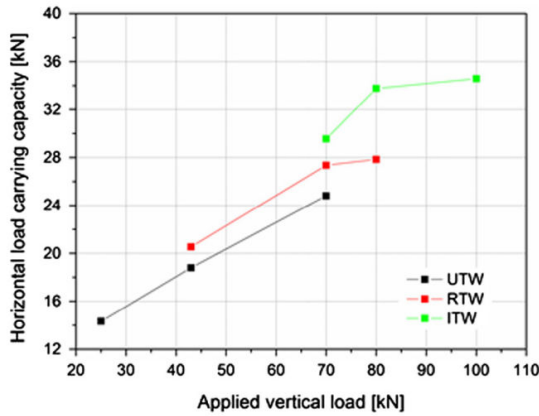
Les principales valeurs et observations de ces essais sont présentées dans le tableau 2.2. Il liste les types de connexions utilisées dans les structures et le type d'élément dans lequel est apparue la rupture. Lorsque les données sont disponibles, il synthétise également les valeurs : du chargement vertical, du *drift*, de la ductilité, de l'EVRD et de l'énergie dissipée, atteintes pour la force maximale F_{max} . Les valeurs de F_{max} sont différentes et ne sont pas directement comparables entre elles à cause des différences géométriques d'une part et des détails techniques propres à chaque structure d'autre part. Enfin ce tableau informe sur l'influence exercée ou non par le remplissage sur le comportement de la structure.

Les observations suivantes peuvent être déduites de ces comparaisons :

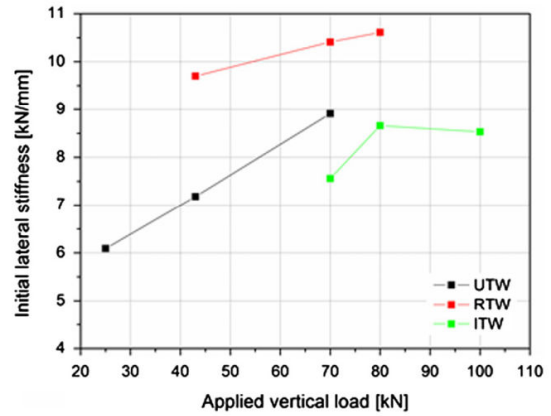
- **Chargement vertical** : Vasconcelos *et al.* [143] et Poletti et Vasconcelos [124] montrent que son influence sur le comportement du mur ainsi que sur le reste des caractéristiques sismiques présentées plus haut peut être déterminante. Voici les principales conclusions tirées des essais. Le chargement vertical influence :
 - Le mode de comportement du mur, donc sa capacité de résistance : pour un faible chargement, le mur a tendance à se déformer en mouvement de corps rigide au lieu de fonctionner en cisaillement comme c'est normalement prévu lors de sa conception. L'augmentation de la charge verticale permet au mur d'être davantage sollicité en cisaillement diminuant ainsi l'effort de traction dans les connexions et augmentant ainsi la résistance globale de la structure comme le montre la figure 2.11(a).
 - La raideur initiale : la figure 2.11(b) illustre l'évolution de la raideur initiale en fonction de la valeur du chargement vertical. Les conclusions concernant la configuration avec remplissage sont toutefois moins évidentes.
 - L'énergie dissipée : la figure 2.11(c) montre qu'elle augmente lorsque le chargement vertical augmente.
- **Drift** : pour chaque structure étudiée, cette grandeur atteinte pour la force au pic varie entre 1,0 – 2,6 %. La faible valeur obtenue pour les murs *Dhajji-dewari* s'explique par leur mode de rupture visible sur la figure 2.12(a). En effet, la faible distance séparant les pointes de l'extrémité du tenon entraîne une rupture du tenon ne permettant pas d'utiliser le potentiel de ductilité des connecteurs métalliques.
- **EVRD** : Le tableau 2.2 indique des valeurs cohérentes entre chaque configuration d'ossature bois avec remplissage. Ces valeurs sont également cohérentes avec celles des ossatures bois modernes pour lesquelles, l'ordre de ξ est 15 % (Filiatrault *et al.* [54]). En revanche, pour les configurations sans remplissage, Ali *et al.* [5] a obtenu un EVDR d'environ 7 % alors que le travail de Vasconcelos *et al.* [143] semble montrer que la présence du remplissage n'a pas d'influence apparente sur l'EVRD. De plus, pour ces deux travaux, les auteurs observent que le remplissage n'a pas ou peu d'influence sur le comportement global de la structure.
- **Influence du remplissage** : le tableau 2.2 résume les observations et hypothèses relatives à l'influence du remplissage sur la raideur initiale et sur la force maximale. Selon Vasconcelos *et al.* [143], Ali *et al.* [5] et Meireles *et al.* [110], le remplissage n'a pas ou peu d'impact sur la capacité latérale du mur. Concernant les structures *Dhajji-Dewari*, cela peut s'expliquer par les dimensions d'une cellule élémentaire du mur. Elle mesure 53,8 cm de hauteur et 67,5 cm de large, ce qui correspond à des dimensions de cellule relativement réduites par rapport à celles du même type de structure, étudié dans le chapitre 6 de ce manuscrit. Son ratio de bois de 29 % reste modéré par rapport à ceux des murs *frontal* valant 42 %, 84 %

et 54 % qui peut être un bon indicateur de l'influence du remplissage. Il est nécessaire de compléter cet indicateur par une observation précise de l'ossature bois. Les cellules élémentaires des murs *frontal* ont des dimensions relativement importantes 1,2 m × 1,2 m mais leur ossature est montée à partir d'éléments continus, assemblés à mi-bois, qui permettent d'assurer le comportement en treillis de ces cellules. Comme abordé précédemment, malgré le ratio de bois important des murs *maso* (39 %), le remplissage est indispensable dans ce cas puisqu'il permet de confiner les contreventements simplement posés à l'intérieur du cadre en bois.

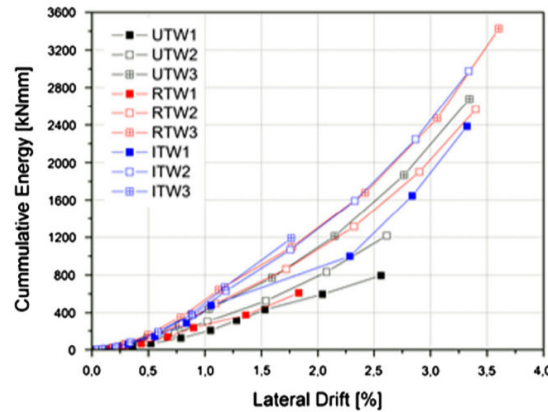
Ces observations montrent que malgré les similarités apparentes de ces ossatures bois avec remplissage et malgré leur bon comportement global sous chargement quasi-statique, leur géométrie et les détails techniques de leur montage rendent leurs réponses structurales différentes.



(a) Résistance globale du mur en fonction de F_v



(b) Raideur initiale en fonction de F_v



(c) Énergie cumulée en fonction du *drift* pour des configurations soumises à différents F_v

FIGURE 2.11 – Influence du chargement vertical (F_v) sur les performances sismiques des murs à ossature bois, [143]

TABLE 2.1 – Cellule élémentaire – Valeurs importantes et observations générales

Wall tested	Dimensions (m ²)	Vertical loading (kN)	Type of joint	$ F_{max} $ (kN)	Drift (%)	μ_{Δ}	E_d (kN.mm)	ξ (%)	Failure location	Wood ratio per m ² (%)	Infill impact $K_{initiale} F_{max}$
Pombalino [53]	1.2 × 1.2	25	LJ ² , CHJ ³	60.0	3.5	-	-	-	Wood	59	Yes Yes

TABLE 2.2 – Comparaison des tests sur murs remplis – Valeurs importantes et observations générales

Wall tested	Dimensions (m ²)	Vertical loading (kN)	Type of joint	$ F_{max} $ (kN)	Drift (%)	μ_{Δ}	E_d (kN.mm)	ξ (%)	Failure location	Wood ratio per m ² (%)	Infill impact $K_{initiale} F_{max}$
Kay mur	3.6 × 2.0	0	Steel strip	42.5	3.0	3.11	11022	15	Joint	18	Yes
Pombalino [110]	3.0 × 2.6	90	LJ, CHJ	50.0	2.3	9.5	26886	19.5	CHJ	43	Yes No
Pombalino [143]	0.8 × 0.9	70	M&T ⁴ , CHJ	25.0	2.8	15.3	2200	16	LJ	82	No No
Pombalino [124]	1.9 × 1.9	75	M&T CHJ	65.0	3.1	6.5	2500	-	LJ	54	-
Dhaji [5]	3.1 × 2.5	6	M&T	13.7	2.2	4.8	10305	15	M&T	29	Yes No
Maso [19]	5.1 × 1.9	∝ HL ⁵	LJ screwed	74.4	2.1	8.3	3060	18	Bracing	39	Yes Yes

² Cross Half Lap Joint – Assemblage mi-bois en croix³ Lap Joint – Assemblage mi-bois⁴ Mortise and tenon nailed – Assemblage tenon et mortaise cloué⁵ Horizontal Load

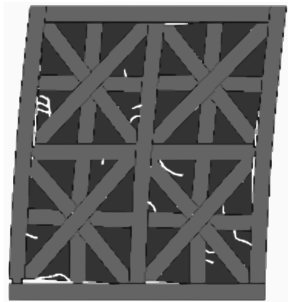


(a) Rupture de la connexion basse du poteau d'extrémité



(b) Décrochement du contreventement du cadre principal

FIGURE 2.12 – Mode de rupture est de déformation du mur *Dhajji-dewari* étudié dans [5]



(a) Représentation schématique de la déformée de la structure



(b) Rupture en traction du tenon



(c) Faibles déformations de l'assemblage central

FIGURE 2.13 – Mode de rupture est de déformation du mur *frontal* étudié dans [143]



(a) Essai 1 : rupture des connexions hautes mi-bois des poteaux

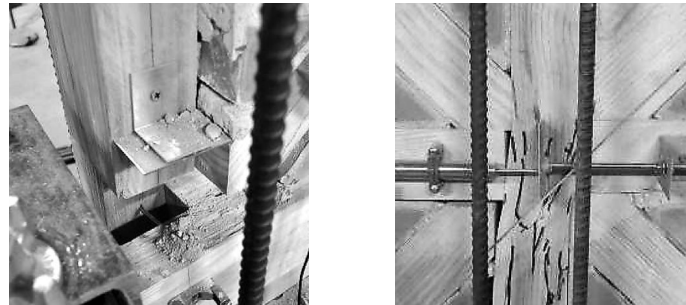


(b) Essai 1 : rupture des connexions intermédiaires mi-bois des poteaux



(c) Essai 2 et 3 : après renforcement des angles, rupture hors-plan du contreventement

FIGURE 2.14 – Mode de rupture avant et après renforcement du mur *frontal* étudié dans [110]



(a) Dû au mouvement de corps rigide : rupture de la connexion basse du poteau d'extrémité

(b) Dû au cisaillement : rupture dans le bois au niveau de la connexion centrale

FIGURE 2.15 – Mode de rupture du mur *frontal* étudié dans [124] dont le comportement se compose en mouvement de corps rigide et en cisaillement



(a) RP : glissement hors-plan du remplissage dû à l'absence de connexion diagonale-cadre

(b) RB : grande déformation de l'assemblage en pied

(c) Sortie d'une brique et décrochement du haut du poteau dû au confinement important

FIGURE 2.16 – Mode de rupture des murs *maso*, remplis avec pierres (RP) ou briques (RB), étudiés dans [19]

2.3 Travaux numériques

À partir des données disponibles dans la littérature, cette partie décrit les différentes méthodes numériques utilisées pour l'analyse du comportement sismique des structures à ossature bois avec remplissage. Ces méthodes peuvent être appliquées à l'échelle du mur ou du bâtiment et se décomposent en deux types différents :

- Les méthodes consistant à réaliser une modélisation détaillée de la structure (cf. § 2.3.1).
- Les approches simplifiées consistant à modéliser le comportement global d'une structure par une association d'éléments simplifiés décrivant le comportement des sous-structures qui la composent. Plusieurs noms sont utilisés pour les décrire : modèle de la plasticité localisée (*lumped plasticity approach*), méthode du mur équivalent (*equivalent frame method* ou *wide-column analogy*, Donea et Jones [40], Kappos *et al.* [91], Magenes et Fontana [106] ou Penelis [122]).

Pour chacune de ces études, les observations pertinentes vis-à-vis du développement de l'approche du travail de thèse (partie II) ont été analysées et résumées dans le présent chapitre.

2.3.1 Modèle détaillé

On entend par modèle détaillé tous travaux numériques visant à modéliser précisément la réalité : chaque élément de la structure (connexion, bois, remplissage, mortier, etc.) possède une loi de comportement plus ou moins complexe. Le compromis est généralement le temps et la précision du calcul nécessaire.

Les travaux de Kouris et Kappos [96] et Hicyilmaz *et al.* [84], portant sur des ossatures bois avec remplissage, sont analysés. En effet, les résultats de ces modèles détaillés sont les seuls à être validés à partir d'essais expérimentaux à l'échelle du mur. Par ailleurs d'autres modèles détaillés ont été développés, relatifs à ces structures avec remplissage, basés dans presque tous les cas sur une analyse élastique. Ces travaux concernent les bâtiments *Pombalino* se situant principalement dans le centre de Lisbonne (Portugal) (Ramos et Lourenço [126], Cardoso *et al.* [17], Bento *et al.* [10]) et ceux du même type se situant en Grèce sur l'île de Lefkada (Makarios et Demosthenous [107], Vintzileou *et al.* [145]) et à Athènes (Tsakanika-Theohari et Mouzakis [139]).

2.3.1.1 Échelle du mur

Kouris et Kappos [96]

Cette première étude a pour objectif de prédire le comportement d'une structure bois avec remplissage à partir d'une analyse push-over. Cette étude comporte deux étapes : la première consiste à modéliser finement le mur de la campagne expérimentale de Santos [131] dont les résultats sont utilisés pour valider le modèle. La seconde propose une approche simplifiée permettant de reproduire le comportement du mur (cf. paragraphe 2.3.2).

- Le bois est modélisé en traction et compression par un comportement trilineaire (σ, ϵ) dont la dernière portion de droite est un plateau, ce qui est très discutable en regard du comportement fragile du matériau. Son anisotropie est prise en compte selon le critère de Hill. L'auteur s'est basé sur la norme EN 338 [52] pour définir les paramètres des matériaux car en général il n'est pas possible d'effectuer des essais destructifs sur des structures historiques. Des éléments finis à quatre nœuds (« qua4 ») comportant chacun deux degrés de liberté, ont été utilisés en contraintes planes. Le remplissage n'est pas modélisé mais sa masse est prise en compte indirectement dans celle des diagonales en bois par l'équation :

$$A_{inf} \cdot \gamma_{inf} + A_{diag} \cdot \gamma_{diag} = A_{diag} \cdot \gamma' \text{ Où } A \text{ est l'aire et } \gamma \text{ le poids spécifique.}$$

Par ailleurs, le fonctionnement uni-axial du bois prend en compte indirectement les effets du confinement du remplissage sur l'ossature bois en négligeant les risques de flambement.

- Contact bois-bois : souvent, les connecteurs métalliques des bâtisses anciennes sont corrodés, ils n'assurent plus leur rôle. Pour cette raison, ils ne sont pas pris en compte dans la présente étude. Ainsi le contact bois-bois est modélisé par une loi de contact Mohr-Coulomb, avec $c = 0$ et $\mu = 0,5$, capable de ne transmettre que les efforts de compression et de cisaillement. Ce qui revient à la loi du frottement de Coulomb de base.

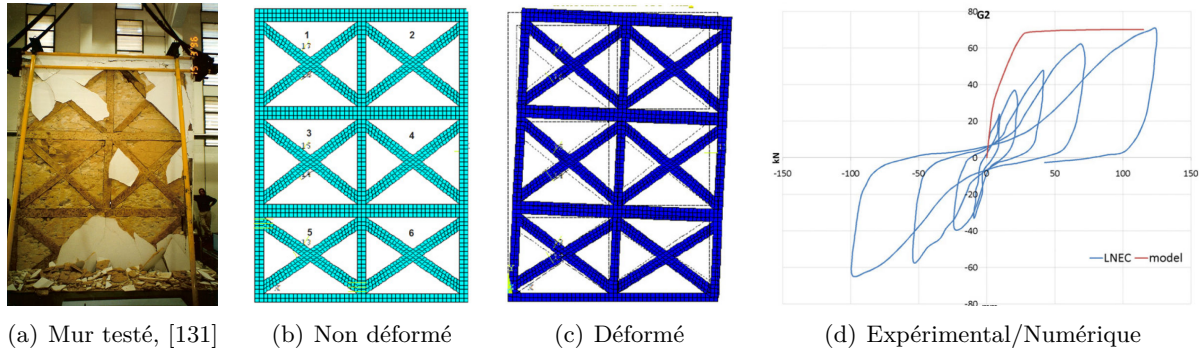


FIGURE 2.17 – Modélisation détaillée d'un mur *frontal* et comparaison avec les résultats expérimentaux, [96]

La validation du modèle est réalisée à partir des essais expérimentaux effectués par Santos [131]. Le modèle reproduit un essai monotone qui est comparé aux essais oligocycliques des murs *frontal*. La classe mécanique du bois est C24 mais ses caractéristiques mécaniques prises en compte sont dégradées afin de considérer l'effet de la durée de chargement et celui du taux d'humidité sur la résistance de la structure.

Le modèle détaillé estime correctement la raideur initiale ainsi que la résistance finale de la structure. En revanche, la forme tri-linéaire de la courbe est incapable de suivre la courbe enveloppe cyclique des essais expérimentaux. Il est intéressant de noter que la résistance maximale est atteinte car l'effort dans le bois a atteint la contrainte maximale du matériau modélisée par un plateau. Le bois, ayant atteint sa résistance maximale, peut ainsi se déformer jusqu'à une valeur trois fois supérieure à son déplacement élastique. Aucune information n'est donnée concernant la nature de cette contrainte (cisaillement ou compression).

Cette étude ne semble pas pertinente compte tenu de sa difficulté de mise en œuvre et des résultats globaux obtenus. En revanche nous verrons dans le paragraphe 2.3.2 qu'elle permet de construire un modèle simplifié qui est utilisé à l'échelle du mur puis du bâtiment complet.

Hicyilmaz *et al.* [84]

Les travaux de Hicyilmaz *et al.* [84] concernent l'étude du comportement sismique d'un bâtiment *Dhajji-dewari* réel. Elle se découpe en deux parties :

- La première concerne une modélisation détaillée à l'échelle du mur dans laquelle un benchmark est réalisé à partir des essais de Ali *et al.* [5] ainsi qu'une étude paramétrique analysant l'influence du chargement vertical et l'influence de la variation de longueur des contreventements.
- La seconde concerne la modélisation détaillée de toute la structure.

La modélisation prend en compte les non-linéarités :

- Des connexions tenon-mortaises (fig. 2.18(a)) par une loi élasto-plastique.
- Des connexions clous (fig. 2.18(b) et 2.18(e)) présentes dans toutes la structure (mur et toiture) par une loi élasto-plastique parfaite dans la direction de l'arrachement et du cisaillement. Les caractéristiques des pointes proviennent de la norme anglaise BS 5268-2 :2002 [14].
- Du frottement remplissage/cadre en bois via une interface rigide 2.18(d).

Le remplissage (fig. 2.18(c)) est modélisé quant à lui par un assemblage de blocs rigides liés entre eux par l'interface rigide frottante décrite plus haut.

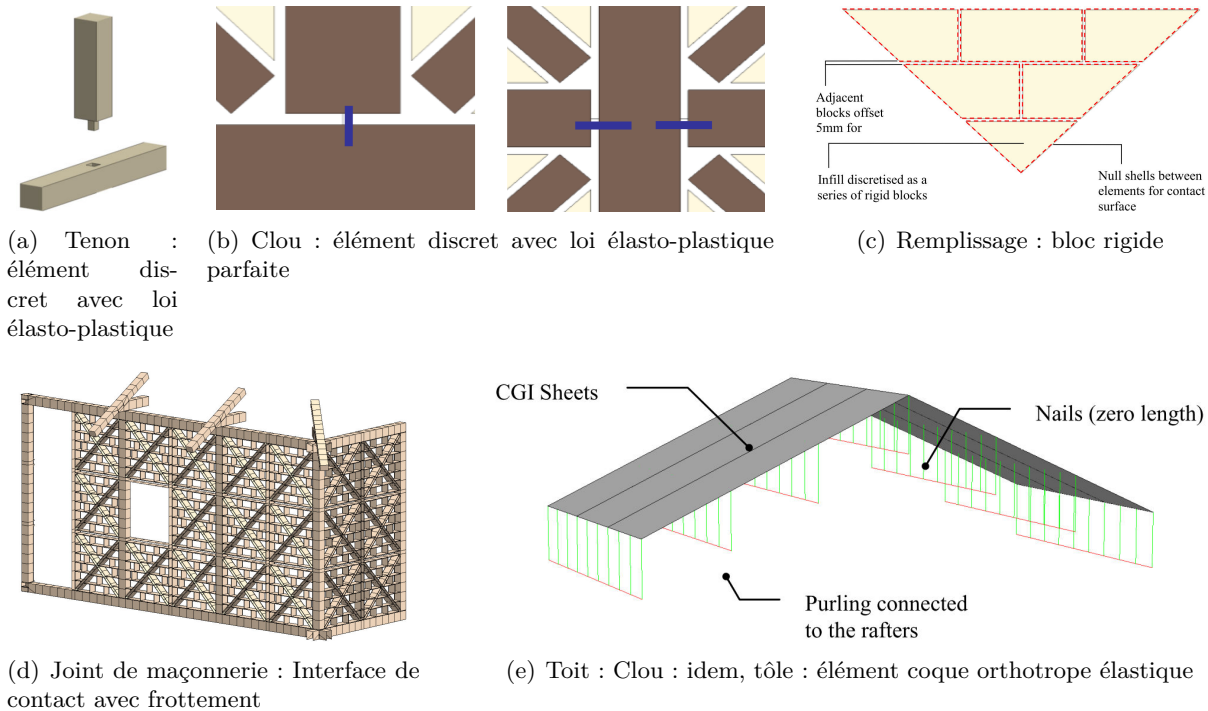
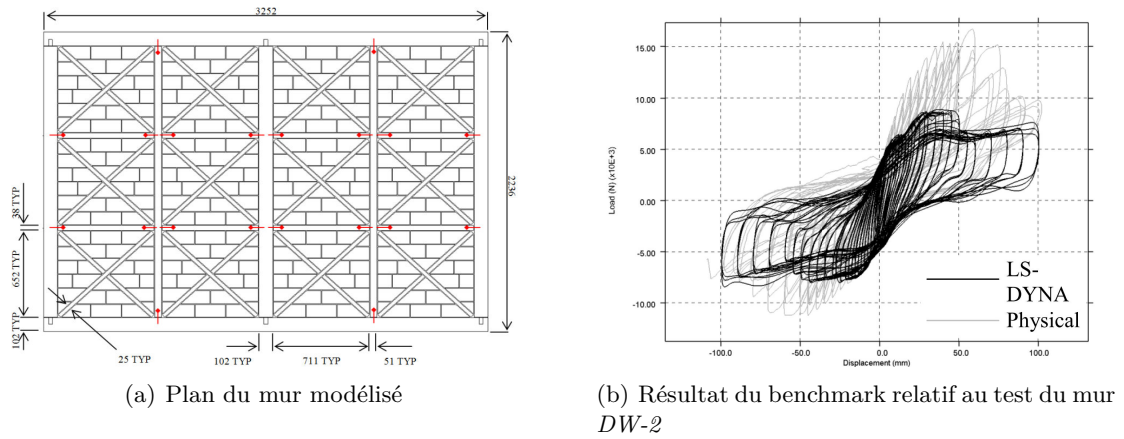


FIGURE 2.18 – Loi de comportement des différents éléments de la modélisation d'un bâtiment *dhajji* [84]

Le résultat du benchmark relatif au mur est présenté sur la figure 2.19(b). La raideur initiale ainsi que la ductilité du mur en cisaillement semblent être bien prédites. En revanche la résistance globale obtenue par le modèle est environ 50% en dessous de la valeur attendue. Toutefois, c'est la seule étude qui s'attache à reproduire le comportement cyclique du mur. De plus, ayant été réalisée avant les essais, la modélisation possède des différences importantes :

- Géométrie : le plus marquant est le nombre de cellules élémentaires considérées en hauteur par Hicyilmaz *et al.* [84] par rapport aux murs réellement construits dans Ali *et al.* [5] et comportant quatre cellules dans cette direction (cf. fig. 2.6(b)).
- Nombre de clous : les tests en traction sur assemblage réalisés par Ali *et al.* [5] ont permis d'évaluer leur comportement global qui diffère entre les connexions de type 1, 2 et 3. Les résultats, en terme de raideur et de résistance, montrent que Hicyilmaz *et al.* [84] les a largement sous-estimés.

Malgré cela, le réalisme des modes de rupture obtenus par la modélisation (fig. 2.20(c)) est remarquable. On retrouve ce qui a été observé expérimentalement, à savoir la rupture des connexions de type-1 (assemblage tenon-mortaise en pied du poteau d'angle) et de type-5 (assemblage cloué centrale) visible sur les figures 2.20(a) et 2.20(b).

FIGURE 2.19 – Modélisation d'un mur *Dhajji-dewari*, [84]

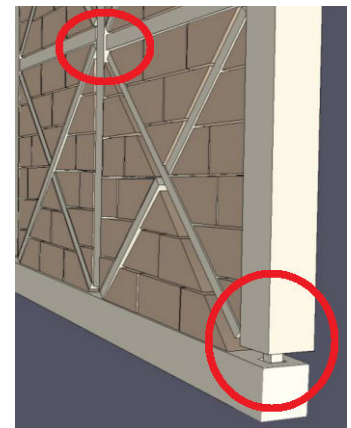
Cette cohérence des modes de rupture entre résultats expérimentaux et résultats numériques montre que la modélisation reproduit correctement le comportement d'une structure *Dhajji-dewari* et que les différences en termes de résultats s'expliquent par une mauvaise définition des lois élasto-plastiques des assemblages de type 1, 2 et 3.



(a) Expérimental : rupture de l'assemblage type-5, [5]



(b) Expérimental : rupture de l'assemblage type-1, [5]



(c) Modélisation : rupture des assemblages type-1 et -5, [84]

FIGURE 2.20 – Expérimental/numérique : comparaison des modes de rupture *dhajji* [84]

Ensuite, une étude paramétrique est menée à l'échelle du mur afin d'estimer :

- L'influence du chargement vertical sur la structure. Cette analyse a été réalisée par des essais expérimentaux à l'échelle du mur (cf. § 2.2.2, Vasconcelos *et al.* [143] et Poletti et Vasconcelos [124])
- L'influence de la longueur des contreventements

L'étude du premier paramètre rejoint les conclusions déjà présentées dans le paragraphe 2.2.2.

L'analyse du second paramètre indique qu'il a peu d'influence sur la réponse globale du mur que ce soit en terme de raideur ou en terme de résistance. Les essais expérimentaux sur cellules élémentaires présentés dans le chapitre 6 montreront que ce résultat est erroné. Cela s'explique par le fait que l'auteur a modélisé le remplissage par des blocs et des interfaces rigides qui sont donc capables de contreventer la structure dès lors qu'ils sont confinés par l'ossature bois. Mais

en réalité, le mortier de terre liant les pierres possède une résistance très faible limitant sa résistance au cisaillement.

En alternative d'un test expérimental à l'échelle du mur, cette modélisation semble intéressante pour valider une approche simplifiée. En effet, comme nous le verrons dans le paragraphe 2.3.1.2, à l'échelle du bâtiment cette méthode devient très compliquée à développer.

2.3.1.2 Échelle du bâtiment

À cette échelle, seule l'étude de Hicyilmaz *et al.* [84] est décrite (brièvement) pour sa pertinence vis-à-vis de la problématique de la présente thèse.

Hicyilmaz *et al.* [84]

Elle consiste à analyser un bâtiment complet réalisé avec la même finesse et le même type de maillage qu'à l'échelle du mur, pour deux configurations différentes : l'une avec des clous entre les montants verticaux et horizontaux comme illustré dans la figure 2.18(b). L'autre sans ces connexions clouées. La structure est soumise à un signal sismique calé sur un spectre de réponse élastique du code de construction [26]. Le résultat, bien que qualitatif, montre clairement l'importance des clous dans les connexions. En effet, même si le comportement en cisaillement d'un mur, sans ces assemblages cloués, possède des performances parasismiques intéressantes, comme cela a été montré pour les murs *maso* dans la partie 2.2.2, il demeure très vulnérable à une sollicitation sismique hors-plan. La figure 2.21 illustre un effondrement des façades sollicitées hors de leur plan dans la configuration sans clou (fig. 2.21(b)) alors que la figure 2.21 montre que la configuration avec clous n'a subi que quelques chutes de briques. Une analyse push-over et une analyse de la dissipation d'énergie ont également été réalisées mais ne seront pas présentées ici.

Finalement, cette étude semble prendre correctement en compte le comportement réel de la structure (déformation, raideur, localisation de la rupture) exceptée pour la résistance en cisaillement des murs et pour celle du remplissage. Un approfondissement de l'étude par la prise en compte du comportement réel des assemblages et du remplissage permettrait sans doute de s'approcher davantage du comportement réel de la structure. Toutefois, la difficulté de modéliser une telle structure, la difficulté d'apporter des modifications au modèle et le temps de calcul qui, après optimisation du maillage, s'élevait toujours à 68 heures pour le bâtiment complet, rendent cette méthode de modélisation détaillée difficilement accessible.

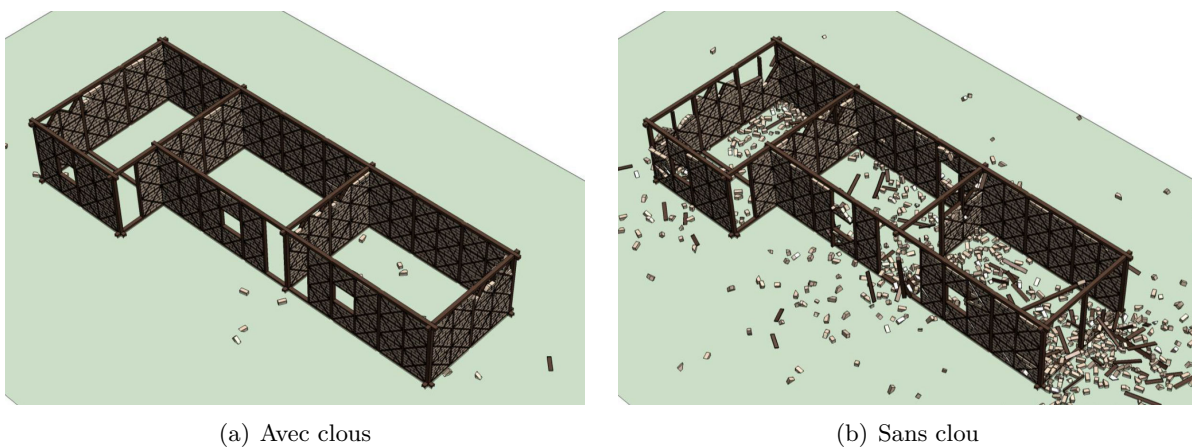


FIGURE 2.21 – Modélisation à l'échelle du bâtiment : dégâts structurels engendrés par un séisme pour deux configurations dont les assemblages poteaux-poutres sont cloués ou pas. [84]

2.3.2 Approche Simplifiée

La partie suivante décrit des approches simplifiées utilisées pour la modélisation des ossatures bois avec remplissage à l'échelle d'un mur ou d'un bâtiment.

2.3.2.1 Échelle du mur

À cette échelle, la modélisation de la structure permettant de prédire ou de reproduire son comportement hystérétique possède plusieurs niveaux de simplification dont en voici les deux principaux utilisés :

Niveau 1 : modélisation très simple (cadre, poutre ou barre possédant des rotules plastiques), permettant d'associer une loi de comportement non-linéaire, dont l'objectif est simplement d'effectuer un calage sur la réponse globale de la structure (Ahmad *et al.* [2], Ceccotti et Sandhaas [21], Meireles *et al.* [108] et Kouris et Kappos [96]).

Niveau 2 : à partir de l'hypothèse selon laquelle la majorité de la dissipation d'énergie proviendrait de la déformation d'un type d'élément (connecteurs métalliques, remplissage), le mur est modélisé par un système de poutres ou de barres élastiques et le comportement des éléments dissipatifs est décrit par des ressorts non-linéaires (Ahmad *et al.* [2] et Ceccotti et Sandhaas [21]). À la différence de la méthode précédente, celle-ci s'attache à décrire une réalité structurelle (géométrie, composants, propriétés mécaniques, etc.)

Mur *maso*, Ceccotti et Sandhaas [21]

Le but de cette étude est de modéliser des bâtiments à partir de macroéléments (modèle simplifié d'un mur) afin d'étudier leur comportement sismique.

Ces auteurs ont modélisé le comportement de murs *maso* et de murs X-Lam (composés de planches collées et lamellées en couches perpendiculaires). Alors que les premiers, sous charge-cyclique, se déforment davantage en cisaillement pur, les seconds, étant donné leur très grande raideur par rapport à leurs connecteurs métalliques, se déforment en mouvement de corps rigide. Cette différence de réponse induit la création d'éléments simplifiés distincts :

- Le macroélément, permettant de représenter le cisaillement du mur, est illustré par la figure 2.22(b) et correspond au « niveau 1 » de modélisation décrit ci-dessus. La force appliquée par le vérin, exprimée en fonction du déplacement en tête de mur, définit la réponse globale du mur. Elle permet de calibrer une loi hystérétique (fig. 2.22(a)) qui est ensuite exprimée par une loi moment-rotation globale puis divisée par le nombre de ressorts non-linéaires (*rotational springs*, fig. 2.22(b)) afin d'obtenir leur loi propre.
- Le macroélément représentant le mur X-Lam est illustré sur la figure 2.22(c). Il correspond au « niveau 2 » de modélisation décrit ci-dessus. Son comportement global est modélisé par :
 - Des ressorts hystérétiques verticaux : leur comportement est décrit par la loi Force globale-Déplacement vertical des hold-on (connecteur métallique)
 - Un ressort hystérétique horizontal : son comportement est exprimé par la force globale en fonction du déplacement dans la même direction.

Les efforts dans ces ressorts sont obtenus par l'équilibre du mur (fig. 2.22(d) et éq. 2.3).

$$F_{i,c} = F_{i,t} = \frac{F_{i,v} \cdot h}{b_i} \quad (2.3)$$

Comme nous l'avons constaté dans le paragraphe 2.2, les murs avec remplissage peuvent se déformer majoritairement par mouvement de corps rigide, ce qui justifie la présentation de cette modélisation des structures X-Lam.

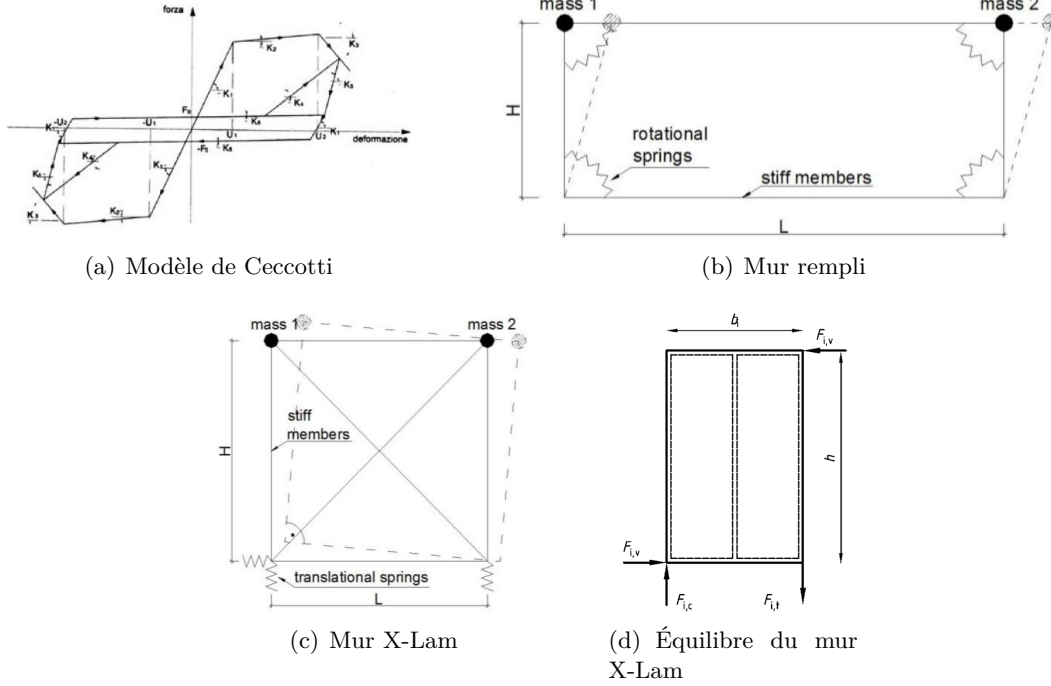


FIGURE 2.22 – Modèles simplifiés d'un mur *maso* et d'un mur X-Lam dont le comportement hystérétique est calibré à partir du modèle de Florence, [21]

Mur *Frontal*, Kouris et Kappos [96]

Le modèle simplifié, basé sur une approche de plasticité localisée (« niveau 2 »), prend en compte toutes les non-linéarités d'une cellule élémentaire dans un ressort axial situé au centre de la croix de Saint-André dans les éléments barres modélisant les contreventements comme illustré par la figure 2.23(a). Les éléments bois verticaux sont modélisés par des éléments poutres linéaires élastiques.

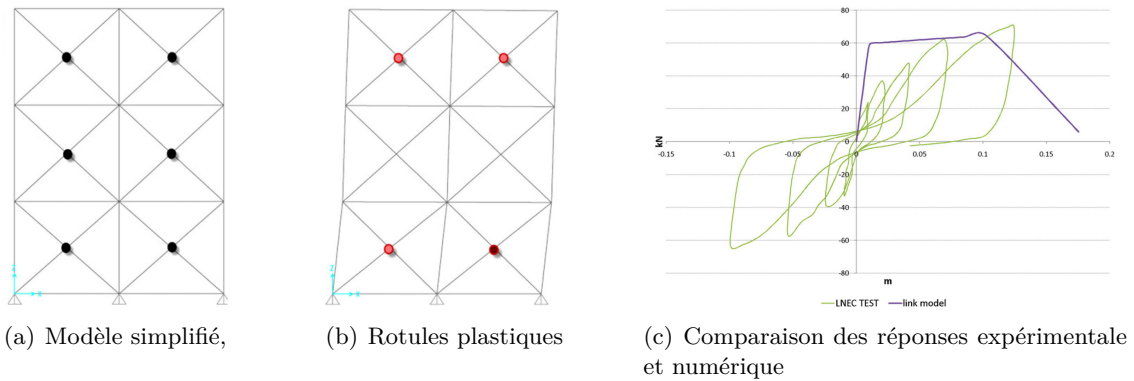


FIGURE 2.23 – Modélisation simplifiée d'un essai cyclique réalisé sur un mur *frontal*, [96]

Afin d'obtenir la loi bilinéaire propre à chaque rotule plastique, une analyse push-over est réalisée sur une cellule élémentaire composant le mur, modélisée de façon détaillée (même méthode que pour le mur, paragraphe 2.2). La courbe push-over ainsi obtenue est idéalisée par la loi bilinéaire grâce à la méthode d'égalité des aires. De plus, afin de prendre en compte les espaces structuraux présent au début de l'essai et influençant la raideur initiale, un facteur de correction k_s , basé sur des grandeurs mécaniques, est calculé pour chaque cellule élémentaire. Enfin, la courbe post-pic est obtenue selon des recommandations faites dans [1].

Le résultat de ces deux approches numériques est comparé aux résultats expérimentaux. Cette comparaison est présentée dans la figure 2.17.

Cette étude comporte des points très discutables tels que le choix du comportement du bois, de la non-modélisation des assemblages, du facteur de correction et du comportement post-pic décrit par des valeurs issues de recommandations. Toutefois, Étant donné la répétition des cellules élémentaires à l'échelle du mur de contreventement, la décomposition du comportement du mur, sous forme de l'association du comportement des cellules élémentaires, est un choix pertinent. Par ailleurs, cette méthode permet de faciliter la modélisation détaillée et d'obtenir des résultats satisfaisants du point de vue de la résistance maximale et de la raideur initiale.

Ahmad *et al.* [2]

L'approche utilisée par Ahmad *et al.* [2] consiste à apporter un outil d'ingénierie permettant de dimensionner les structures *Dhajji-Dewari* selon les règles des codes de construction.

Pour ce faire, une analyse push-over est réalisée à partir d'une modélisation simplifiée du mur testé expérimentalement (« niveau 2 », cf. fig. 2.24(a)). Les montants de bois verticaux et horizontaux sont modélisés par des éléments poutres tandis que les contreventements sont modélisés par des éléments barres dont seule la résistance en compression est prise en compte. Afin d'introduire les non-linéarités, chaque poutre possède à ses deux extrémités une « rotule plastique » à laquelle sont associées les lois constitutives élasto-plastiques moment-rotation et effort-déplacement calibrées à partir des essais expérimentaux réalisés dans Ali *et al.* [5]. Le résultat de cette analyse push-over est présenté dans la figure 2.24(b).

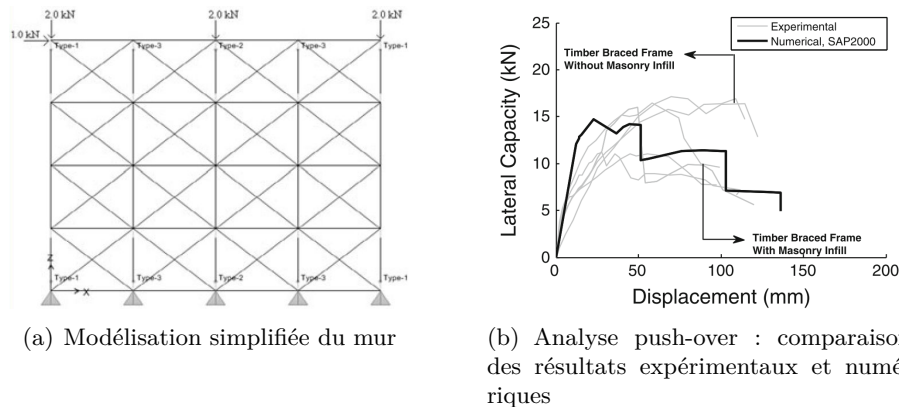


FIGURE 2.24 – Analyse push-over des murs *Dhajji-dewari*, [2]

La raideur initiale ainsi que la résistance au pic sont bien prédites par le modèle avec respectivement 27% et 7% d'erreur. Ces paramètres étaient également bien prédits par Kouris et Kappos [96]. Le déplacement limite de la zone élastique est quant à lui sous-estimé de 50%. L'apport supplémentaire de Ahmad *et al.* [2] est la prise en compte du comportement des assemblages pour le calage des lois associées aux rotules plastiques, permettant d'obtenir le comportement post-pic dont la tendance globale est satisfaisante.

Ensuite une analyse sismique est réalisée à partir d'un élément simplifié équivalent au mur en cisaillement (« Wide-column analogy ») et illustrée dans la figure 2.25(a) (« niveau 1 »). Cet élément rigide possède à chaque extrémité deux éléments linéaires élastiques et une rotule plastique. Les premiers représentent les degrés de liberté horizontaux et verticaux alors que la seconde décrit la loi moment-rotation trilineaire présentée dans la figure 2.25(b). L'élément poutre est lié en tête à un élément rigide bi-appuyé translatant horizontalement auquel est imposée la sollicitation statique ou dynamique. Ce macroélément constitue donc un outil simplifié pour réaliser des calculs sismiques sur des bâtiments à un ou plusieurs niveaux comme cela a été réalisé dans Ahmad *et al.* [3] et dont l'illustration est visible sur la figure 2.29.

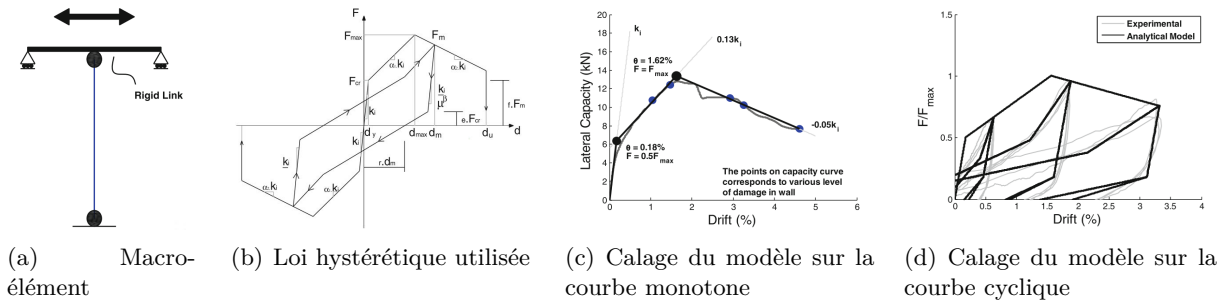


FIGURE 2.25 – Analyse sismique des murs *Dhajji-dewari* idéalisés par une poutre avec rotules plastiques aux extrémités dont le comportement est décrit par une loi tri-linéaire, [2]

L'approche multi-échelles prenant en compte le comportement des assemblages pour prédire le comportement du mur est particulièrement intéressante et permet d'obtenir des résultats cohérents et conservatifs. L'absence de lien entre la modélisation simplifiée du mur et la création du macroélément reste cependant un point à améliorer. De plus, il est intéressant de noter que les auteurs ont remarqué le faible impact du comportement moment-rotation des assemblages sur le comportement global du mur.

Meireles *et al.* [108]

De la même façon que Ahmad *et al.* [2], Meireles *et al.* [108] ont créé un élément simplifié d'un mur *frontal* (mur équivalent, « niveau 1 »), reproduisant la réponse du mur sous chargement cyclique (fig. 2.26(c), [110]) à partir du calage d'une loi hystérétique illustrée sur la figure 2.26(b) représentant le comportement du mur équivalent.

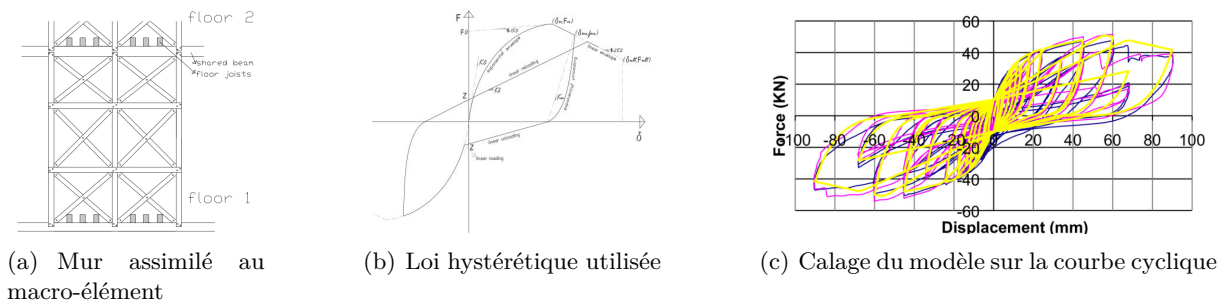


FIGURE 2.26 – Modélisation simplifiée d'un mur *frontal* – Calage du modèle hystérétique à partir des résultats expérimentaux, [108]

Cet exemple supplémentaire montre à nouveau que l'utilisation d'éléments simplifiés (« niveau 1 » de modélisation) est quasi-systématique pour l'analyse sismique non-linéaire des bâtiments à ossatures bois avec remplissage. En effet, comme montré par Hicyilmaz [83], le temps de calcul pour réaliser une analyse temporelle à partir d'un modèle détaillé est relativement important et compliqué à mettre en œuvre.

En revanche, la création d'un macroélément à l'échelle du mur ne permet pas de prendre en compte les phénomènes locaux et ne permet pas non plus de modifier des paramètres tels que le type de connecteurs, les dimensions de la structure, etc. Cela rend donc le modèle développé difficilement réutilisable pour une autre structure.

2.3.2.2 Échelle du bâtiment

Ce paragraphe illustre la mise en œuvre des approches simplifiées présentées précédemment pour modéliser des bâtiments complets comme illustré dans les figures 2.27 à 2.30.

L'objectif de chacune d'entre elles est d'analyser d'un point de vue parasismique les bâtiments à ossature avec remplissage. Deux types d'approches sont utilisées :

- Approche temporelle (cf. paragraphe 1.1.2), Ahmad *et al.* [3], Ceccotti et Sandhaas [21] et Meireles *et al.* [109] : permet de mener des analyses probabilistes pour la mise en place de courbes de fragilité. Cette méthode donne une estimation de la probabilité de dommage de la structure en fonction de l'accélération maximale du sol (PGA) ou d'établir une valeur de coefficient de comportement (cf. [51]).
- Approche simplifiée – méthode push-over (cf. paragraphe 1.1.3.3), Kouris et Kappos [96] et Meireles *et al.* [109] : permet d'analyser le niveau d'endommagement de la structure afin d'établir des stratégies pertinentes de renforcement.

Cependant, aucune de ces études n'a pu être comparée à un test expérimental à échelle réelle. Pour cette raison, la comparaison entre une étude expérimentale et l'étude numérique de Ceccotti et Sandhaas [21] réalisées pour des bâtiments construits à partir de panneaux X-Lam (fig. 2.28(b)) est brièvement présentée. Celle-ci révèle que l'approche simplifiée par association de macroéléments prédit de façon acceptable la réponse de la structure (accélération en fonction du temps) comme le montre la figure 2.28(c). D'autres études équivalentes existent pour les structures modernes à ossatures bois permettant de faire le même constat (Folz et Filiatrault [59], Folz et Filiatrault [60], Van de Lindt *et al.* [142] et Xu et Dolan [147]).

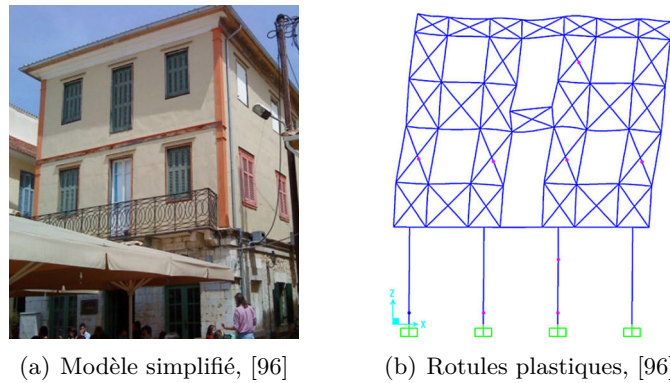


FIGURE 2.27 – Modélisation simplifiée d'un bâtiment complet, [96]

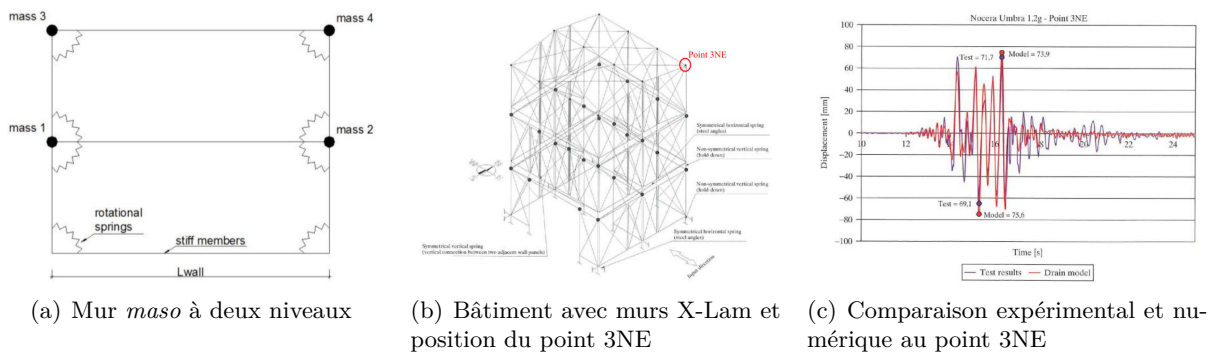


FIGURE 2.28 – Modèles simplifiés d'un mur *maso* à 2 niveaux et d'un bâtiment construit avec des murs X-Lam, [21]

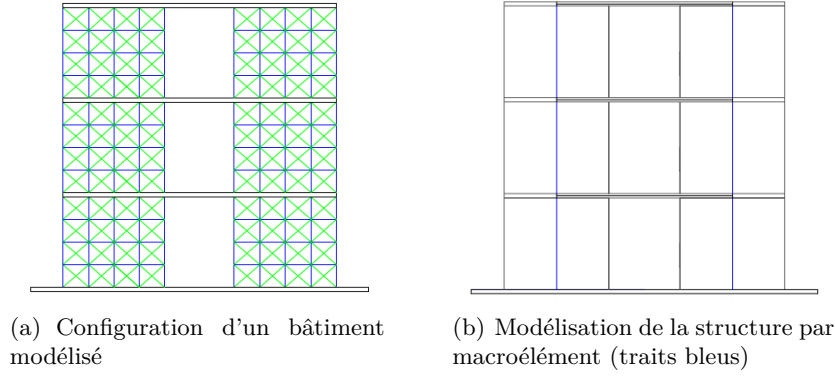


FIGURE 2.29 – Modélisation de structures *Dhajji* et leur idéalisation par la méthode des murs équivalents (Equivalent Frame Method), [3]

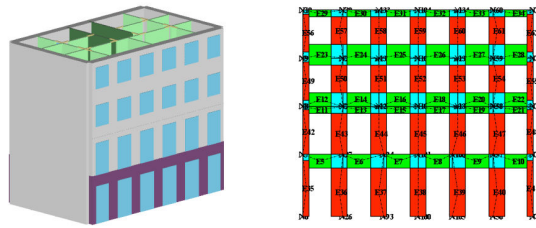


FIGURE 2.30 – Modélisation 3D simplifiée d'un bâtiment *Pombalino*, [109]

2.4 Conclusion

Ce chapitre s'attache à décrire les travaux d'analyses typologiques (2.1), les travaux expérimentaux (2.2) et les travaux numériques (2.3) relatifs aux ossatures bois avec remplissage.

Le paragraphe 2.1 permet, pour ce type de structures, de mieux situer leur répartition mondiale, d'en référencer les études scientifiques existantes et de souligner l'observation générale relative à leur bon comportement vis-à-vis de l'aléa sismique. Il permet notamment de conclure sur l'importance de mettre an place davantage de travaux de recherche qui permettraient de pérenniser ou de réintroduire leur utilisation dans un contexte où seules les normes de construction font foi.

Le paragraphe 2.2 est une analyse comparative des différentes études expérimentales existantes concernant cette typologie constructive. Il souligne la grande diversité des résultats et par la même la complexité du comportement de ces ossatures par rapport à leur apparente ressemblance et simplicité. Il permet également de rappeler les différents outils d'analyse sismique utilisés pour l'évaluation quantitative de la performance sismique de ces structures soumises à un chargement quasi-statique.

Enfin, le paragraphe 2.3 résume les différentes méthodes utilisées pour l'analyse sismique numérique de ces structures. On constate que les modèles simplifiés sont particulièrement adaptés pour l'étude de ces ossatures bois remplies. La méthode la plus performante pour l'étude d'un bâtiment complet semble être l'utilisation de macroélément (mur équivalent, etc.) dont la loi de comportement est calibrée à partir de la réponse d'un essai quasi-statique à l'échelle du mur. Ces travaux sont basés sur le même type d'approche multi-échelles que celui utilisé pour les structures bois modernes décrit dans le chapitre 1, ce qui confirme la conclusion de ce dernier. Cependant ces études restent peu nombreuses, très récentes et donc moins complètes que

celles existantes sur les structures modernes. En effet, aucune d'entre elles n'est validée par un test expérimental à l'échelle de la structure. De plus, la prise en compte de tous les paramètres existant à l'échelle d'un mur de contreventement est très compliquée expérimentalement à cause de la diversité des ossatures bois avec remplissage, illustrée dans les paragraphes 2.1 et 2.2. Cela marque une limite de la méthode simplifiée par la seule approche du macroélément défini à l'échelle du mur. L'étude à l'échelle de l'assemblage semble substantielle.

L'importance de l'étude de ces ossatures bois avec remplissage et le manque de connaissances scientifiques ont ainsi motivé la mise en place du présent travail de thèse.

Chapitre 3

Contexte spécifique d'Haïti

Afin d'apporter une réponse au besoin d'études scientifiques complémentaires relatives au comportement sismique des ossatures bois avec remplissage (cf. chapitre 2), la sélection d'une structure pertinente était nécessaire. Ce choix s'est établi à partir des critères suivants :

- Respect des cultures constructives locales.
- Interaction avec la zone sur laquelle sont mises en œuvre les structures étudiées afin d'être le plus représentatif de la réalité et de connaître les limites de notre étude.
- Absence de travaux de recherche relatifs à la structure.

D'après les observations post-sismiques du bâti réalisées en Haïti suite au tremblement de terre de janvier 2010 et grâce à un partenariat avec des architectes intervenant sur le terrain, les ossatures bois avec remplissage de ce pays représentaient un cas d'étude pertinent.

Cette partie s'attache tout d'abord à décrire le contexte particulier d'Haïti qui illustre parfaitement les nombreuses observations relatives à la déconsidération du bâti traditionnel par rapport aux constructions modernes dont le comportement sismique s'est pourtant révélé catastrophique pour diverses raisons. Ensuite elle recense les principales typologies constructives utilisées en Haïti afin de mieux appréhender le choix du cas d'étude de ce présent travail de thèse.

3.1 Situation en Haïti

Ce paragraphe, non exhaustif, présente très rapidement l'histoire de l'île d'Hispaniola (Haïti et République Dominicaine), la situation socio-économique d'Haïti et enfin les aléas auxquels est soumise l'île en s'intéressant tout particulièrement au séisme du 12 janvier 2010. Ces informations permettent de mieux concevoir l'importance de l'architecture vernaculaire d'un tel pays.

3.1.1 Historique

L'île d'Hispaniola fut découverte en 1492 par Christophe Colomb. Les colons espagnols anéantirent en 25 ans le Taïno indigène qui habitait l'île. Au début du XVII^e siècle, les français établirent une première présence sur Hispaniola. En 1697, l'Espagne céda à ces derniers le tiers occidental de l'île qui devint plus tard Haïti. La colonie française, qui basa son économie sur l'industrie sucrière et la foresterie, devint l'une des plus riches des Caraïbes (CIA [25]) au détriment d'une forte importation d'esclaves africains et d'une dégradation environnementale considérable. A la fin du XVIII^e siècle, une révolte, dirigée par Toussaint Louverture et menée par un demi-million d'esclaves, mena à l'indépendance du pays en 1804. Haïti devint alors la première nation

noire postcoloniale indépendante. Haïti est actuellement le pays le plus pauvre du continent américain et le seul État du continent appartenir au groupe des Pays les moins avancés (PMA). L'instabilité politique a marqué le pays durant presque toute son histoire. Ce n'est que depuis 1990 que la démocratie est mise en place malgré de nombreuses contestations lors de chaque élection.

La situation socio-économique alarmante d'Haïti décrite brièvement dans le paragraphe suivant est une conséquence de l'historique du pays.

3.1.2 Socio-économique ([141] et [65])

Haïti s'étend sur une superficie de 27750 km² pour une population de plus de 10 millions d'habitants, soit une densité de population d'environ 367 hab/km² avec une croissance de la population de 1,30 %. Le développement humain est considéré comme faible puisque son indicateur (IDH) vaut 0,45 (161^e sur 187 pays). Le PIB/habitant vaut 1034 \$ alors que la croissance annuelle du PIB variait beaucoup sur les dernières années et valait 5,59 % en 2011. La proportion de la population vivant sous le seuil de pauvreté extrême avec moins de 1 \$/jour est estimée à 50 % et à 72 % pour celle vivant en-dessous du seuil de pauvreté (moins de 2 \$/jour). A titre comparatif, le tableau 3.1 reprend ces mêmes données par rapport à la France.

TABLE 3.1 – Chiffres socio-économiques

	Haïti	France	Unités
Densité de population	367	119	hab/km ²
Croissance de population	1,30	0,55	%
IDH	0,45	0,88	-
Espérance de vie	62,1	81,4	années
PIB/Habitant	1 034	23 017	\$US constant 2000
Pop. sous le seuil de pauvreté ¹	72	7,8	%

Ces chiffres montrent l'extrême difficulté dans laquelle se trouve la population haïtienne et expliquent par ailleurs beaucoup la vulnérabilité du pays face aux aléas naturels comme cela est décrit dans le paragraphe suivant.

3.1.3 Le séisme du 12 janvier 2010

De 1900 à aujourd'hui, Haïti a enregistré une soixantaine de catastrophes naturelles reconnues internationalement dont une partie d'entre elles et de leurs impacts est visible sur la figure 3.1 ([140]). Ce pays révèle une très forte vulnérabilité face à ces éléments naturels, notamment à cause de sa topographie (nombreux bassins versants et zones inondables), de son environnement dégradé et de la fragilité de ses infrastructures. Ces risques peuvent être de plusieurs natures :

- Glissement de terrain :

Haïti a subi une déforestation massive au cours du siècle dernier. Alors que la couverture végétale représentait plus de 60 % du territoire en 1920, elle en représente aujourd'hui moins que 2 % (cf. fig. 3.2(a) ([112])). Cela rend bien-sûr le matériau bois plus onéreux mais joue aussi un rôle important concernant les risques de glissement de terrain en Haïti. Les arbres n'étant plus présents pour maintenir le sol, les pluies ravinent rapidement le relief, augmentant ainsi considérablement la probabilité d'apparition de cet aléa naturel (cf. fig. 3.2(b), [47]). Ce type de risques amène principalement à réfléchir à l'échelle d'un quartier et relève donc de la gestion du territoire.

1. seuil absolue pour Haïti et relatif à 50 % pour la France selon l'INSEE

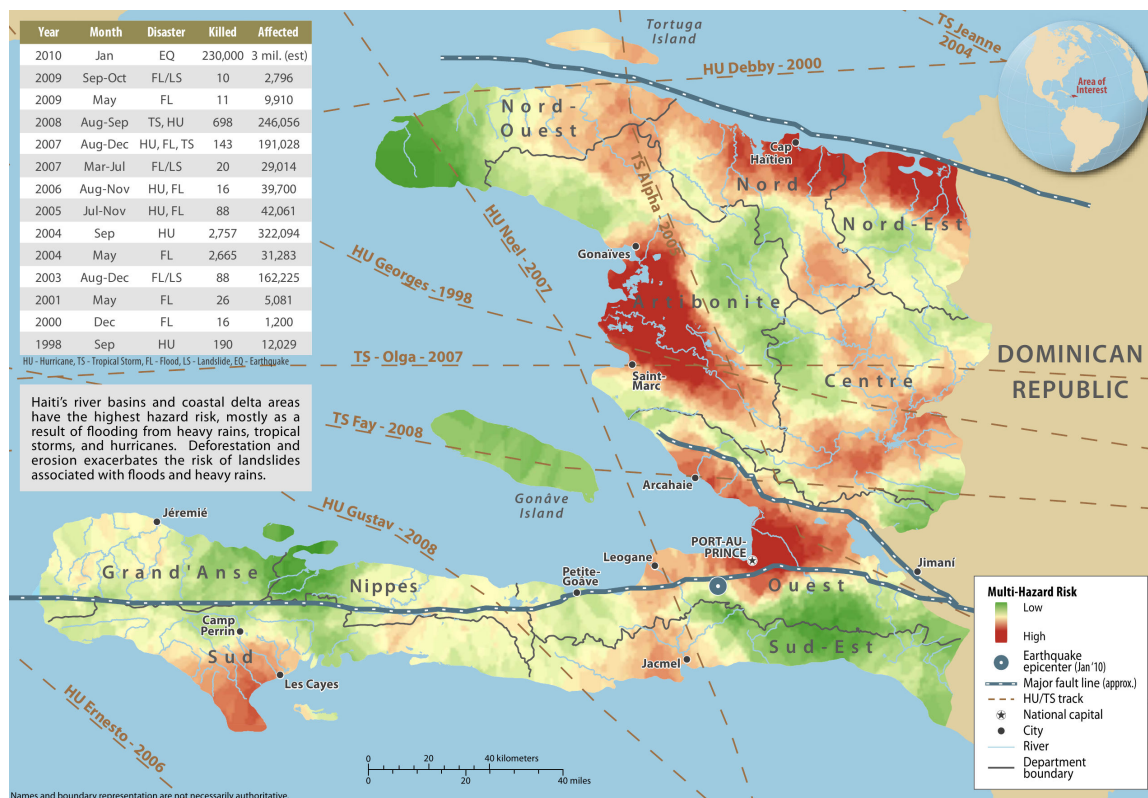


FIGURE 3.1 – Risques naturels en Haïti : sévérité et désastres majeurs. Hu – Hurricane, TS – Tropical Storm, FL – Flood, LS – Landslide, EQ – Earthquake



(a) Contraste des couvertures végétales entre les frontières d'Haïti et de la République Dominicaine



(b) Glissement de terrain le long d'une route

FIGURE 3.2 – La déforestation est en partie responsable de nombreux glissements de terrains

- Ouragans :

Les ouragans sont des cyclones tropicaux dont les vents dépassent 118 km/h. En Haïti, ils sont très fréquents. L'année 2008 est la plus marquée avec quatre cyclones tropicaux dévastateurs dont deux sont visibles sur la figure 3.3(a) ([113]). Ces vents violents sont le risque majeur à prendre en compte pour les constructions à cause de leurs occurrences. Différentes possibilités à plusieurs échelles (quartier ou village et structure) existent et permettent de s'en protéger comme cela est décrit dans Cuny [35]. L'habitat rural vernaculaire témoigne d'une volonté d'adaptation de la population pour faire face à ce risque. La forme des toitures variant de 2 à 4 pans selon la vulnérabilité des zones et la présence

de contreventement dans cette même partie de la maison en sont des exemples. Due à des contraintes de temps et pour des raisons contextuelles, cet aléa naturel n'est pas la référence de ce travail de thèse. Cependant, les méthodes constructives permettant de bien résister aux ouragans vont pour la plupart, de pair avec une bonne résistance sismique. Le fait que les maisons traditionnelles², adaptées pour résister aux cyclones, se soient également bien comportées lors du séisme de janvier 2010 en est un exemple.

- Inondations :

Haïti est un pays particulièrement sujet aux inondations (une à plusieurs chaque année) à cause de sa topographie. Cet aléa, particulièrement violent après un ouragan, peut être dévastateur pour les vies humaines ainsi que pour les bâtiments. En effet, s'il n'est pas pris en considération en amont d'un projet de construction, des villes entières peuvent se situer dans des zones inondables comme on peut le voir sur la figure 3.3(b) ([41]). Les solutions les plus efficaces pour éviter les dégâts sur les infrastructures relèvent de la gestion du territoire (reboisement, digue, réservoir, barrage, zones inondables à proscrire, etc.).

- Séismes :

Même si l'occurrence de ces aléas naturels est moins importante, ils n'en représentent pas moins un risque important pour Hispaniola qui en dénombre beaucoup depuis qu'ils sont répertoriés (cf. fig. 3.5). Le nombre de victimes du séisme de janvier 2010 par rapport aux autres aléas des 10 dernières années en est le tragique exemple (cf. fig. 3.1).



(a) Deux des quatre ouragans ayant dévasté Haïti en 2008 : le cyclone tropical Gustav (à gauche) et Hanna (à droite)



(b) Haïti, Gonaïves : inondations causées par l'ouragan Hanna le 3 septembre 2008

FIGURE 3.3 – Ouragans et inondations induites

Haïti, le 12 Janvier 2010, un tremblement de terre de magnitude 7.0 frappe lourdement sa capitale Port-au-Prince, les villes de Léogane, Jacmel, Petit Goave, ainsi que les zones péri-urbaines et rurales attenantes (cf. fig. 3.4). Plus de 200.000 personnes sont décédées et autant ont été blessées. 1,5 millions de personnes ont été affectées, se retrouvant sans abris ou déplacées. Les dommages et les pertes sont estimés à près de 8 milliards de \$US, soit $\sim 120\%$ du PIB du pays. Les besoins pour la reconstruction seraient de l'ordre de 11,5 milliards de \$US (Gouvernement d'Haïti [71]). Aucun tremblement de terre d'une ampleur équivalente n'a jamais causé tant de dégâts. En comparaison, le séisme qui a eu lieu au Chili en 2010 a généré entre 15 et 30 milliards \$US – soit approximativement $9\text{--}18\%$ du PIB du pays – mais seulement 500 morts (Lindell [105]). Ce terrible bilan résulte d'une combinaison entre un aléa naturel d'une extrême violence, des enjeux majeurs et une très grande vulnérabilité (haute densité humaine,

2. Ce mot fait référence aux maisons construites selon des techniques qui se transmettent de génération en génération et non pas aux maisons en parpaing.)

bâtiments fragiles, non-respect de la norme, pauvreté et société « déstructurée », etc.). Plus de 300.000 bâtiments se sont effondrés (d'où le très lourd bilan humain) ou sont inutilisables.

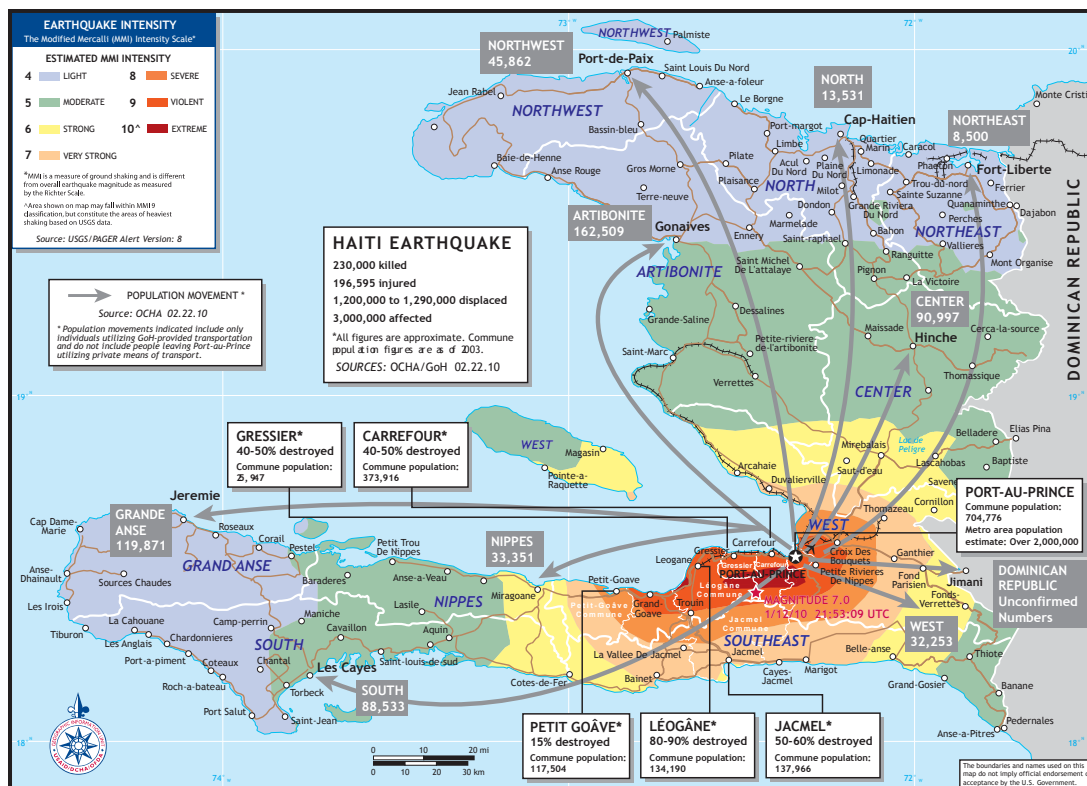


FIGURE 3.4 – Zone affectées par le séisme et mouvement de population (USAID)

Le tremblement de terre ne fut pourtant pas une surprise pour beaucoup de géologues et géophysiciens. Haïti – et l'île d'Hispaniola dans son ensemble – se trouve sur la frontière entre deux plaques tectoniques majeures, celle des Caraïbes et celle de l'Amérique du Nord, qui glissent l'une par rapport à l'autre à une vitesse d'environ 2 cm/an. Ce mouvement relatif provoque l'accumulation d'une pression dans plusieurs failles de l'île. Lorsque la pression est supérieure à la résistance mécanique d'une section, cela entraîne une rupture soudaine qui provoque les ondes sismiques. Des archives historiques nous disent que ce processus a eu lieu un certain nombre de fois depuis que Christophe Colomb a débarqué sur Hispaniola (fig. 3.5). Le Sud d'Haïti fut frappé le 15 Septembre 1751, le 21 Novembre 1751, le 3 Juin 1770 par des événements majeurs de magnitude estimée entre 7,0 et 7,5, qui ont durement touché Port-au-Prince. Le 7 mai 1842, un séisme de magnitude 8,0 frappa le nord d'Haïti et de la République Dominicaine, faisant d'énormes dégâts dans les villes de Port-de-Paix et Cap-Haïtien. Les dernières grandes manifestations sismiques dans Hispaniola sont une série de tremblements de terre de magnitude 7,5 à 8,1 de 1946 et 1953 au large de la côte nord-est de la République dominicaine. Pour plus de détails, on pourra se référer au site de Calais [16] sur lequel sont basées les informations ci-dessus.

Le tremblement de terre du 12 janvier 2010 n'est donc qu'un rappel tragique de la réalité géologique à laquelle est soumise l'île d'Hispaniola. L'un des leviers permettant de réduire la vulnérabilité de la population est donc l'amélioration des bâtis neufs et anciens vis-à-vis de l'aléa sismique.

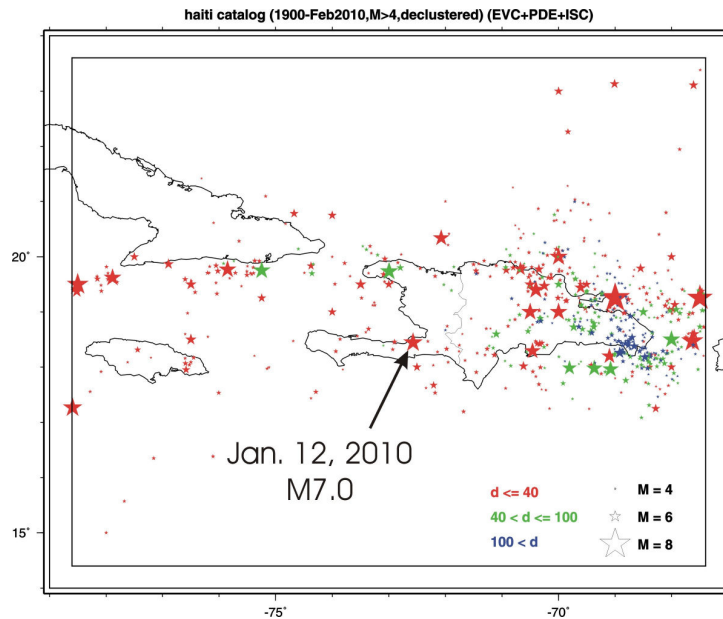


FIGURE 3.5 – Carte sismique de l'île d'Hispaniola de 1900 à 2010. Les précurseurs et les répliques ne figurent pas sur cette carte. Les séismes sont groupés en trois catégories de profondeur (d) de l'épicentre et leur magnitude est indiquée par la tailles des symboles, [66].

3.2 Les cultures constructives en Haïti

Ce paragraphe décrit brièvement les principales typologies constructives existantes en Haïti et leurs dommages subis suite au séisme. Il permet notamment :

- D'illustrer les causes du mauvais comportement sismique des structures en B.A. ou en maçonnerie de parpaing, souvent critiquées dans ce manuscrit.
- D'identifier les différents types d'ossatures bois existantes ainsi que leurs potentiels d'amélioration vis-à-vis de l'aléa sismique.
- D'appréhender l'importance de chaque typologie dans l'environnement bâti du pays.

Il existe plusieurs typologies de bâtiments en Haïti qui se déclinent en deux familles principales : celles des milieux urbains et péri-urbain et celles des milieux ruraux. Dans la première, trois types de structures sont principalement identifiés : les ossatures poteaux-poutres en béton armé avec remplissage en maçonnerie, les maçonneries en blocs de ciment ou en briques et les *Gingerbread*. Dans la seconde famille, davantage de typologies existent, dues à l'adaptation des populations à leur environnement : ossature en bois remplie, clissée ou bardée de planche (appelée « ajoupa »), maçonnerie de pierre ou de tuf et maisons de blocs de ciment. Ces différentes techniques sont décrites dans les paragraphes suivants. Le tableau 3.2 (Institut Haïtien de Statistique et d'Informatique [86]) décrit la répartition géographique des différents types de bâtiments (taudis, ajoupas, maison basse ou à étage) en fonction des matériaux de construction utilisés. Les missions d'intervention sur place ont permis de remarquer que l'utilisation de terre, de pierres et du clissage dans la construction jouent souvent le rôle de remplissage dans une ossature bois porteuse. Concernant, la terre, elle peut être utilisée en tant que brique (adobe) pour la maçonnerie, de liant pour la maçonnerie de pierre ou d'adobes ou encore d'enduit de remplissage pour le clissage (torchis). Ces différentes utilisations expliquent la proportion importante d'utilisation du matériau terre dans les murs des maisons rurales.

TABLE 3.2 – Répartition des bâtiments par type selon le matériau des murs et le milieu de résidence, [86]

Milieu	Type de bâtiment	Nombre de bâtiments							
		Totaux	Matériau des murs						
			Bois/Planche	Terre	Ciment/Bloc	Tôle	Brique/Roche	Clissage	Autre
urbain	Totaux	%	3,2	5,7	78,7	2,8	5,4	3,7	0,5
	Taudis	-	23192	40675	565939	20215	39135	26407	3608
	Ajoupas	3,2	3548	1910	2612	12071	638	1964	189
	Maison basse	3,7	26444	14436	-	1727	-	7454	277
	Maison à étage	78,3	563519	21244	464338	6214	36341	16660	2501
rural	Totaux	12,4	89426	-	87144	-	1615	32	67
	Totaux	%	9,4	33,4	21,6	0,8	14,6	18,3	1,8
	Taudis	-	122391	433110	279664	10978	189521	237862	22797
	Ajoupas	2,5	4182	10898	2232	1039	2017	10444	1125
	Maison basse	25,3	327922	178785	-	1443	-	116427	5192
	Maison à étage	69,2	897873	225551	266862	8227	186621	104947	14203
	Maison à étage	0,6	7624	-	6962	-	445	95	21

3.2.1 Milieux urbains et péri-urbains

Ce paragraphe est basé sur le rapport de la mission post-sismique réalisé par l'AFPS (Association Française du génie Parasismique, cf. Haus *et al.* [81]). Des informations complémentaires sont disponibles dans Paultre *et al.* [121].

3.2.1.1 Ossature poteaux-poutres en béton armé avec remplissage en maçonnerie a posteriori

Les ossatures poteaux-poutres en béton armé avec des remplissages en maçonnerie représentent la majorité des constructions urbaines de l'agglomération de Port-au-Prince et environ 10 % des bâtiments des zones urbaines (cf. tab. 3.2). Ce sont des bâtiments généralement de 2 à 5 niveaux, avec quelques exceptions de plus de 10 niveaux.

La maçonnerie est composée de blocs creux en béton montés sans armatures et sans liaison mécanique avec l'ossature qui est réalisée avant.

Les principaux effets qui ont rendu ce type bâti extrêmement vulnérable au séisme de janvier 2010 sont les suivants :

- Effet de poteaux courts : due à la réalisation d'ouvertures dans un remplissage partiel, les poteaux subissent des efforts tranchants non prévus lors de leur dimensionnement, comme on peut le voir sur le figure 3.6(a).
- Dalles à différentes hauteurs : une dalle située à des hauteurs différentes de part et d'autre du mur entraîne des efforts tranchant et des moments non prévues (cf. fig. 3.6(b)).
- Effet de transparence : afin de laisser des ouvertures pour les commerces, le remplissage est parfois inexistant en façade de rue, entraînant des effets de torsion dans la structure par un manque de contreventement dans la façade évidée (cf. fig. 3.6(c)).



(a) Cisaillement d'un poteau par effet de poteau court induit par un remplissage partiel, Haus *et al.* [81]



(b) Dalles de toitures à des hauteurs différentes : endommagement des poteaux, Haus *et al.* [81]



(c) Perte du deuxième étage et du rez-de-chaussée par effet de transparence, Haus *et al.* [81]

FIGURE 3.6 – Défauts de conception sur des bâtiments à ossature poteaux-poutres en béton armé avec remplissage en maçonnerie à posteriori

En Haïti, le manque d'utilisation de ciment dans ces constructions, dû à son coût élevé, et la qualité médiocre des granulats calcaires de l'île ont également participé à augmenter cette vulnérabilité face à l'aléa sismique mais n'en sont pas cependant pas la cause première.

3.2.1.2 Maçonneries en blocs de ciment ou en briques

Ces constructions ont également subi de lourds dommages lors du séisme (cf. fig. 3.7). La simplicité technique (apparente) et matérielle de ce type de construction en fait des bâtiments de petite taille (jusqu'à 3 niveaux) très répandus en zone urbaine et péri-urbaine (environ 80 % des bâtiments). Durant les séismes plusieurs paramètres prépondérants ont participé à augmenter leur vulnérabilité :

- Leur réalisation (cf. fig. 3.7(a)) : tout comme le béton, le mortier souffre d'une résistance faible due au faible dosage en ciment et à la qualité médiocre des granulats utilisés. De plus, afin d'économiser sa consommation, les épaisseurs de joint sont réduites au maximum et les défauts de verticalité des murs sont cachés par des épaisseurs d'enduit importantes.
- Leur chaînage (cf. fig. 3.7(b) et 3.7(c)) : deux défauts majeurs ont été observés ;
 - D'une part, les parpaings, posés préalablement au chaînage, sont alignés verticalement au droit des chaînages ne permettant pas d'assurer une bonne liaison entre les panneaux de maçonnerie et le chaînage.
 - D'autre part, les chaînages ne sont pas posés aux angles des ouvertures mais aléatoirement dans les parois ce qui ne permet pas d'assurer le confinement du remplissage.
- Leurs irrégularités : elles peuvent induire des points de faiblesse dans la structure dus à des irrégularités horizontales, verticales mais aussi à cause de l'effet de transparence décrit précédemment.



(a) Le mortier se désagrége facilement et son épaisseur entre les parpaings est réduite au maximum, Haus *et al.* [81]



(b) Panneau de maçonnerie vertical au droit du chaînage, Haus *et al.* [81]



(c) Pas de confinement autour de la fenêtre, Haus *et al.* [81]

FIGURE 3.7 – Défauts de conception sur des bâtiments à ossature poteaux-poutres en béton armé avec remplissage en maçonnerie à posteriori

3.2.1.3 Gingerbread

Ces bâtiments hybrides, spécifiques à Haïti et datant du début du siècle dernier, sont réalisés en combinant trois techniques de construction : charpentes en bois entretoisées, colombages (charpentes en bois entretoisées avec hourdage en maçonnerie et murs porteurs en maçonnerie). Les assemblages des montants en bois sont réalisés par des tenons-mortaises ou par des clous. Les *Gingerbread* ne sont représentés que par environ 5000 exemplaires ([48]) et tendent à disparaître

à cause de leur coût d'entretien. La plupart d'entre elles se trouvent actuellement dans un état vétuste. Elles sont cependant remarquables par leur architecture et ont particulièrement bien résisté au séisme de 2010, n'ayant subi que quelques dommages. Ceci s'explique par la capacité de l'ossature bois à dissiper l'énergie sismique ainsi que par la bonne réalisation de la structure qui est régulière et contreventée efficacement.



FIGURE 3.8 – *Gingerbread* combinant les trois techniques de construction : rez-de-chaussée – murs porteurs en maçonnerie, premier étage – colombage et murs des combles – charpente bois (Langenbach *et al.* [102])

3.2.1.4 Conclusion

Le paragraphe 3.2.1 a permis de mieux appréhender le comportement catastrophique des constructions modernes (maçonnerie et béton-armé) lors du séisme du 12 janvier. Leur potentiel d'amélioration pour un surcoût raisonnable est important grâce aux nombreux efforts possibles au niveau de la formation des maçons, au niveau de l'utilisation des matériaux et de leur mise en œuvre ainsi qu'en utilisant des techniques constructives « intelligentes » telles que la maçonnerie confinée par exemple (Confined Masonry Network [30]). La construction de bâtiments en béton armé de plusieurs étages reste sensible étant donné le manque de formation et de moyen de la population de ce pays.

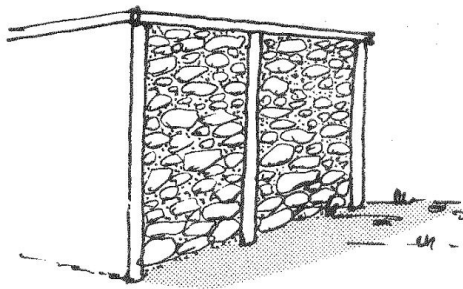
Les *Gingerbread* ont révélé une nouvelle fois l'excellent comportement sismique des ossatures bois. Des interventions tentent actuellement de sauver ce patrimoine Haïtien qui tend à disparaître (Langenbach *et al.* [102]).

3.2.2 Milieux ruraux

Les milieux ruraux se situent en général dans des zones relativement difficiles d'accès lié au manque d'infrastructures et à leur qualité médiocre. Les moyens limités des populations ont privilégié l'utilisation des techniques traditionnelles (toutes celles citées par la suite sauf la maçonnerie en blocs de ciment) pour la réalisation des bâtiments puisqu'elles représentent environ 75 % de l'habitat rural (cf. tab. 3.2). Dans ces zones, on trouve différentes typologies constructives dont les principales sont présentées ci-dessous.

3.2.2.1 Ossature bois remplie d'une maçonnerie de pierre

Ces maisons sont composées de murs de pierre épais de 0 à 1 mètre de haut, entourant l'ossature (la tendance actuelle est d'appliquer cette largeur à l'ensemble de la hauteur du mur). La pierre est maçonnée avec un mortier de terre, de terre chaux ou de terre ciment (le plus courant). Les poteaux sont ancrés dans la terre (pas de fondations) et assemblés par tenon-mortaise ou avec des clous. Le remplissage est le seul à assurer, à l'échelle des murs, le contreventement de la maison. Sa toiture, réalisée en ossature bois également est éventuellement contreventée par des diagonales ainsi que par la couverture (en tôle généralement). Ce type de construction est le plus courant dans le Sud d'Haïti, aussi bien dans les plaines que dans les montagnes (cf. Cuny [35]). Ceci s'explique par le fait que les ressources nécessaires (pierres, terre, et un peu de bois) pour construire ces structures sont quasiment partout disponibles.



(a) Schéma de principe (Cuny [35])



(b) Exemple réel

FIGURE 3.9 – Maison à ossature bois remplie d'une maçonnerie de pierre appelée localement « Kay mur »

3.2.2.2 Ossature bois clissée

Cette technique est l'une des plus anciennes en Haïti puisqu'elle date des premières colonisations. Elle consiste à « tisser » des bois souples (bambous, bois de palmier) autour d'une ossature bois réalisée de la même façon que celle des maisons remplies avec une maçonnerie de pierre. Ensuite ces constructions peuvent être enduites avec un mortier de terre et de chaux (cf. fig. 3.11) ou pas (cf. fig. 3.10).

Les maisons en clissage sont utilisées par les populations les plus démunies et souffrent d'une image de précarité. Cela s'explique notamment par le fait qu'elles subissent beaucoup de dommages à chaque cyclone ou séisme. De ce fait il est de moins en moins utilisé. Ce type d'habitat est l'un des moins dangereux en ce qui concerne le risque de pertes en vie humaines.

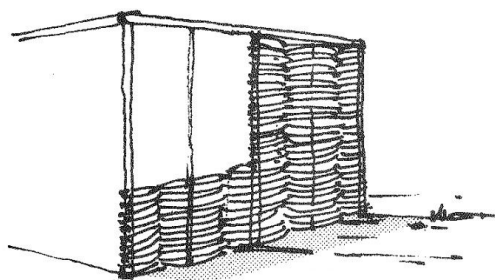
3.2.2.3 Ossature bois bardée par des planches

Ces maisons à ossature bois couvertes par un bardage de planches, étaient à l'origine très populaires. Mais la déforestation et le coût important du bois les a rendues financièrement inaccessibles pour la majeure partie des populations rurales. Ce type de structure est utilisé aujourd'hui majoritairement pour les cuisines.

La structure porteuse de cette maison est réalisée de la même façon que celle des maisons remplies d'une maçonnerie de pierre. Les planches sont coulées dans les poteaux.

3.2.2.4 Maçonnerie de pierre ou de briques de tuf découpé

Ces structures ne comportent une ossature bois que dans la toiture. Leur réalisation reste cependant similaire à celle des ossatures en bois remplie par des murs épais, déjà décrites ci-dessus. Elles sont particulièrement présentes en zone montagneuse où l'accès au bois est difficile.

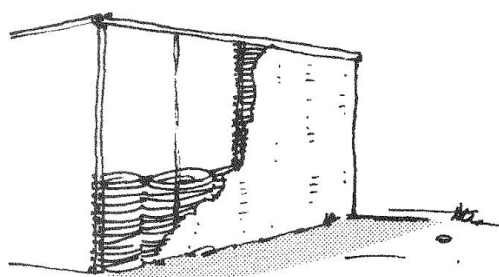


(a) Schéma de principe (Cuny [35])



(b) Exemple réel

FIGURE 3.10 – Maison à ossature bois clissée sans enduit de terre appelé localement « Kay ajoupa »

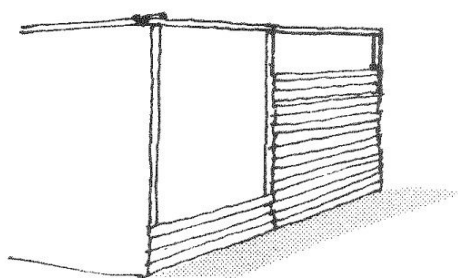


(a) Schéma de principe (Cuny [35])



(b) Exemple réel

FIGURE 3.11 – Maison à ossature bois clissée avec enduit de terre appelée localement « Kay klisé »



(a) Schéma de principe (Cuny [35])



(b) Exemple réel

FIGURE 3.12 – Maison à ossature bois avec bardage en bois appelée localement « Kay an planch »

3.2.2.5 Blocs de ciment

Les maisons réalisées en blocs de ciment sont les mieux acceptées actuellement par les populations car elles sont associées à la richesse. Cependant, le coût important des matériaux, la difficulté de leur acheminement dans les milieux ruraux et la technique nécessaire pour une bonne mise en œuvre en font des structures onéreuses et peu accessibles aux populations.



FIGURE 3.13 – maçonnerie de pierre



FIGURE 3.14 – Maçonnerie en blocs de ciment

3.2.2.6 Conclusion

Le paragraphe 3.2.2 a montré la diversité des typologies constructives dans les milieux ruraux d'Haïti. Même si globalement elles ont bien résisté au séisme, ces constructions se sont parfois endommagées significativement suite à des problèmes de conception et à un manque d'entretien (fig. 3.15). Les principaux défauts observés sont les suivants :

- L'ancrage des maisons se fait directement par l'enfoncement des poteaux en bois dans le sol. Cela entraîne leur pourrissement prématuré. Affaiblis, ils ne jouent plus leur rôle et ne permettent plus le maintien du mur (fig. 3.15(c)).
- L'absence de contreventement, pourtant indispensable dans une conception parasismique, ne permet pas à la structure de pouvoir reprendre correctement les efforts horizontaux (fig. 3.15(b)). La présence du remplissage permet d'assurer ce rôle avec une efficacité cependant bien inférieure et d'autant moins, si ce dernier est mal entretenu.
- La taille des panneaux de remplissage est dangereuse puisque leur faible épaisseur ne permet pas d'assurer une stabilité correcte et l'adhérence avec l'ossature bois est insuffisante pour les maintenir en place. Cela induit leur chute intégrale qui peut être mortelle pour les occupants de l'habitation (fig. 3.15(c)).

Ces remarques ont finalement conduit au choix d'une structure issue de ces architectures vernaculaires encore largement utilisées, possédant des améliorations substantielles relatives à leurs performances parasismiques et accessibles financièrement.

3.3 Choix de la structure étudiée

Les maisons à ossature bois avec remplissage en maçonnerie de pierre liée par un mortier de terre ont été retenues comme cas d'étude pour cette thèse. Également bien représentés *in-situ*, les autres systèmes dont le remplissage est réalisé avec une maçonnerie d'adobes ou à partir de



(a) Rupture des panneaux clissés due à un manque de maintenance



(b) Chute des panneaux de remplissage due à un manque de maintenance et à un problème de conception, [8]



(c) Chute d'un pan de mur entier due à un problème de conception

FIGURE 3.15 – Endommagements observés suite au séisme sur les constructions traditionnelles des milieux ruraux

clissage font l'objet d'une étude paramétrique à l'échelle de la cellule élémentaire permettant d'évaluer leur impact sur la réponse de la structure (cf. chapitre 6).

Les défauts des architectures vernaculaires mis en lumière ci-dessus sont pris en compte dans la structure étudiée par les trois améliorations suivantes :

- Construction de soubassements, généralement en maçonnerie de pierres, s'enfonçant d'environ 30 cm dans le sol et dépassant d'à peu près la même hauteur, afin de d'éviter un pourrissement prématuré des poteaux posés dessus et liés à eux par l'intermédiaire d'un feuillard métallique perforé cloué dans le bois et ancré dans le mortier des fondations.
- Ajout de contreventements à la structure. Ils forment un réseau régulier de croix de Saint-André disposés dans l'entraxe des poteaux.
- Division de la taille des panneaux de remplissage grâce aux croix de Saint-André afin d'atténuer le risque lié à leur chute en cas de secousses sismiques.

La structure retenue (fig. 3.16) est actuellement mise en place dans diverses zones d'Haïti (milieux ruraux et péri-urbains) au travers de projets de reconstruction menés par les ONG Misereor, Secours Catholique/Caritas France ou encore Entrepreneur du monde. De plus, l'utilisation de ce système a été validée et reconnue par le MTPTC (Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications) d'Haïti. Enfin la collaboration avec les chercheurs du laboratoire CRATERre/ENSAG intervenant dans le cadre de ces programmes permet d'assurer un lien continu entre le travail mené *in-situ* et celui mené en laboratoire.

Pour conclure, cette structure respecte les trois critères visés au début de ce chapitre, à savoir :

- Respect des cultures constructives locales.
- Interaction entre terrain et laboratoire.
- Absence de travaux de recherche concernant son comportement sous sollicitation sismiques.



FIGURE 3.16 – Type de maison (Projet Misereor) sur laquelle est basée la structure étudiée

Deuxième partie

Analyse mutli-échelles de la vulnérabilité sismique des ossatures bois avec remplissage

Cette partie présente les travaux réalisés au cours de cette thèse. Quatre échelles d'étude sont distinguées et font chacune l'objet d'un chapitre.

Tout d'abord, le chapitre 4 présente en détail la structure étudiée et l'approche multi-échelles utilisée.

Le chapitre 5 présente les essais expérimentaux sur les assemblages par connecteurs métalliques et le calage des lois de comportement, dans la direction horizontale et verticale, sur ces essais.

Le chapitre 6 présente les essais expérimentaux quasi-statiques réalisés à l'échelle de la cellule élémentaire (élément de structure qui compose le mur de contreventement). Le développement d'un modèle détaillé et sa validation par les résultats expérimentaux sont ensuite présentés. Il permet de calibrer la loi de comportement d'un modèle simplifié aux éléments finis (macro-élément).

Le chapitre 7 présente les essais expérimentaux quasi-statiques réalisés sur les murs de contreventement. Un modèle simplifié, basé sur l'assemblage des macro-éléments, est validé à partir de ces essais.

Enfin, le chapitre 8 décrit la réalisation d'essais sismiques sur table vibrante à l'échelle de la structure complète. Un modèle simplifié, dont le développement est basé sur la même méthode que celle utilisée à l'échelle du mur, est validé à partir des résultats des essais expérimentaux (analyse fréquentielle et temporelle).

Chapitre 4

Présentation de l'étude

Des fondations à la toiture, ce chapitre présente en détail la structure retenue pour ce travail de thèse. Ensuite à partir de celle-ci, une approche mutli-échelles est proposée dans le but d'étudier la vulnérabilité sismique des ossatures bois avec remplissage d'un point de vue expérimental et numérique.

4.1 La structure

4.1.1 Fondations

In-situ, un soubassement, composé d'une maçonnerie de pierre liée par un mortier de chaux ou de ciment, est construit. Des feuillards métalliques sont ancrés à l'intérieur de ce sous-bassement afin de permettre l'attache de la structure posée sur ces fondations. Dans notre étude, des feuillards FP30/1,5/50 de Simpson Strong-Tie® ont été sélectionnés. Ils enlacent les poteaux et sont fixés par des clous lisses de diamètre $D = 3$ mm et d'une longueur de $L = 70$ mm (noté $D3$ mm \times $L70$ mm par simplification) comme illustré sur la figure 4.1 et 4.2(a). Ces assemblages sont appelés « connexion de type-1 ». Les pointes lisses sont les plus répandues en Haïti.

Pour des raisons pratiques et dans une première approche, les fondations n'ont pas été prises en compte dans ce mémoire de thèse.

4.1.2 Murs

La structure, illustrée dans la figure 4.1, est composée d'une ossature bois de classe mécanique C18 selon la norme EN 338 (EN 338 [52]). Les poteaux courants ont une section de 50×100 mm² alors que ceux positionnés dans des angles ont une section de 100×100 mm². Leur hauteur est égale à 1900 mm et leur entraxe vaut 900 mm. Ils sont fixés à chaque extrémité par les connexions type-1 déjà décrites ci-dessus. La première extrémité est liée à la fondation et la seconde est liée à la lisse haute composant le haut du mur.

Les contreventements ont une section de 27×100 mm². Entre chaque poteau, ils forment deux croix de Saint-André dans le sens de la hauteur séparées par une planche de la même section. Les extrémités de chaque montant sont liées à l'ossature principale (poutres-poteaux) par des clous $D3$ mm \times $L70$ mm comme illustré sur la figure 4.1 et 4.2(b). Ces assemblages sont appelés « connexion de type-2 ». Dans chaque croix, une diagonale est continue alors que la seconde est composée de deux montants fixés par deux clous $D3$ mm \times $L70$ mm au centre de cette croix. Cela permet de faciliter de manière significative le montage de l'ossature sans affaiblir le bois par rapport à des assemblages mi-bois par exemple.

Les espaces triangulaires restants sont remplis par une maçonnerie de pierre calcaire, d'un calibre de 60 – 100 mm, liée par un mortier de terre composé :

- d'un ratio 1/1 d'un mélange de calcaire et d'argile ($D < 125 \mu\text{m}$),
- d'un ratio de 2/1 de sable ($D < 2 \text{ mm}$),
- d'un ratio de 1/2 d'eau (variant selon la teneur en eau du sable),
- et d'un ratio de 1/1 (mesure très grossière) de fibre de sisal permettant d'améliorer la cohésion du mortier et ainsi d'en limiter la fissuration (ce type de fibre est naturellement très répandu en Haïti).

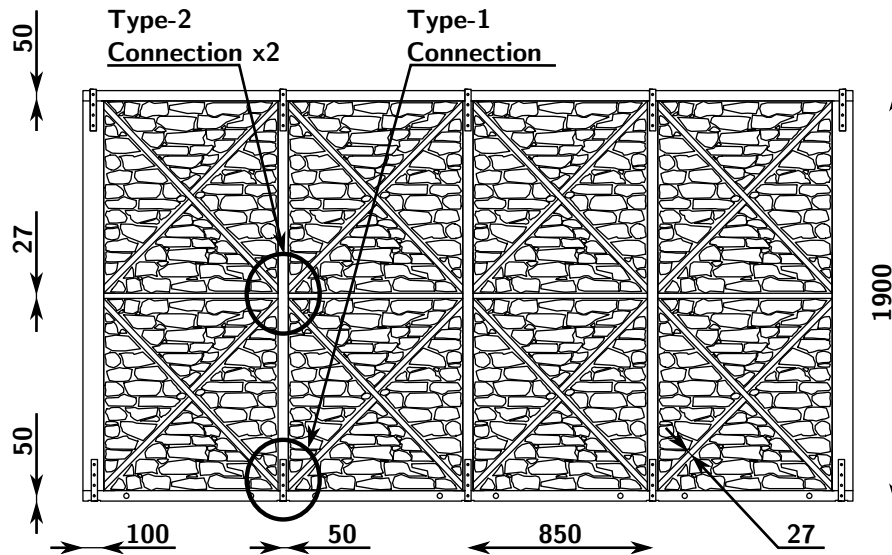


FIGURE 4.1 – Dimensions de la structure (mm)

Afin de limiter la fissuration du mortier, la teneur en eau de la terre doit être limitée (s'ajoutant à l'effet des fibres). La répartition de ces éléments est choisie dans le but d'obtenir un mélange aussi ressemblant que possible à une terre d'Haïti (cette dernière variant de toute façon selon les zones).

Des clous $D2,5 \text{ mm} \times L50 \text{ mm}$ sont plantés à l'intérieur de l'ossature en bois afin d'améliorer son adhérence avec le remplissage comme cela est illustré dans la figure 6.6. L'étude de Hicyilmaz *et al.* [84], présentée dans le paragraphe 2.3, a montré l'importance de ces pointes en cas de séisme. Elles permettent de limiter le risque de chute du remplissage.

Pour éviter les écoulements d'eau sur les parois qui engendreraient l'érosion du mortier de terre, un enduit, réalisé à base de chaux, recouvre l'intégralité des murs. Une alternative est le rejointoyage consistant à enlever un centimètre de mortier de terre et à le remplacer par un mortier de ciment. Dans ce travail de thèse, cette étape, considérée comme du second œuvre, n'a pas été prise en compte.

4.1.3 Toiture

La charpente de la toiture, visible dans son ensemble (sans les tôles) dans la figure 4.3(c), est liée aux murs par des pointes $D3 \text{ mm} \times L70 \text{ mm}$ et par des fils galvanisés torsadés enroulant l'entrait et la lisse haute du mur (fig. 4.3(b)). Les fermes sont montées par une simple triangulation comportant deux arbalétriers, un entrait et un poinçon (fig. 4.3(a)). Leur nombre dans la charpente dépend bien sûr des dimensions de la maison. Dans ce chapitre, la toiture mise en place lors des tests sur table vibrante (cf. chapitre 8) est utilisé comme exemple.

Comme on peut le voir sur la figure 4.3, des contreventements, dont la section vaut $30 \times 30 \text{ mm}^2$, maintiennent les fermes hors-plan. Seule une barre horizontale est nécessaire entre

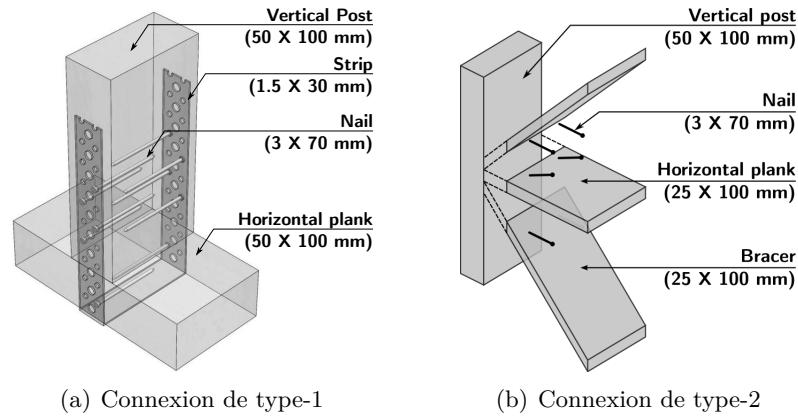


FIGURE 4.2 – Les deux types de connexions de la structure étudiée

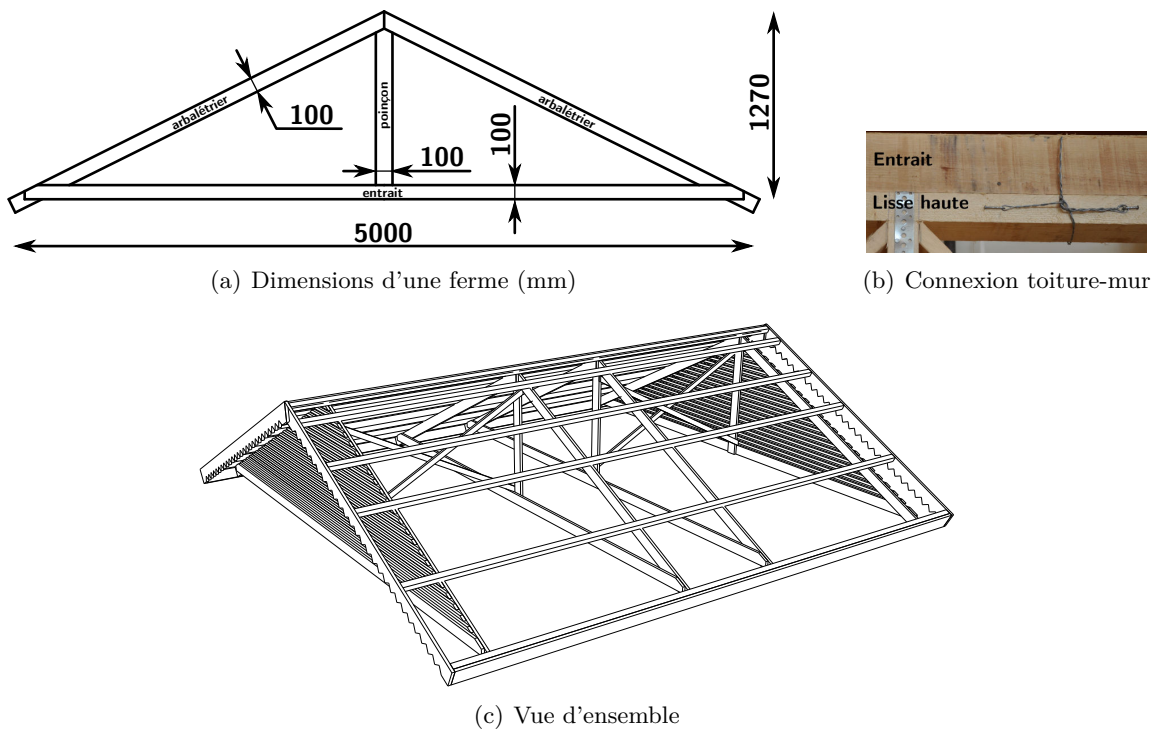


FIGURE 4.3 – Composition de la toiture

les fermes centrales pour assurer le cheminement des efforts horizontaux. Les extrémités de ces contreventements sont fixées aux fermes par deux pointes $D2,5 \text{ mm} \times L50 \text{ mm}$.

La toiture est également contreventée dans ses deux pans par des tôles ondulées galvanisées qui sont largement utilisées pour ce type d'habitation en Haïti.

Enfin, des éléments de finition sont ajoutés à cette charpente : les planches de rives et les gaulettes qui outre leur fonction esthétique servent également de brise-soleil et de brise-vent.

4.2 Approche multi-échelles

Comme on peut le constater, cette structure est très similaire en apparence à celles présentées dans le chapitre 2 (structures *Dhajji-dewari* et *Pombalino*). Il existe toutefois des différences substantielles, relatives aux dimensions de l'ossature et aux assemblages poteaux-poutres gouvernant la réponse de la structure aux échelles supérieures, qui justifient ainsi l'étude de cette

thèse. Cependant le principe reste le même : structure poteaux-poutres liés par des connecteurs métalliques et contreventée par des croix de Saint-André. Ainsi les approches numériques simplifiées utilisées par Ahmad *et al.* [2] et Meireles *et al.* [108] sont des pistes intéressantes de recherche. Nous avons vu que le travail du premier était particulièrement pertinent puisqu'il prenait en compte l'échelle de l'assemblage permettant ainsi de pouvoir faire varier des paramètres tels que le nombre de clous ou d'autres détails importants et fluctuants à l'échelle d'un mur ou d'un bâtiment complet. Cette approche multi-échelles permet notamment de réaliser des calculs sismiques efficaces grâce à des modèles numériques possédant un nombre de *ddl* limité. Cela nécessite toutefois de valider les simplifications de ces modélisations en comparant leurs résultats à ceux d'essais expérimentaux sur des structures réelles.

En se basant sur ces observations et sur les travaux de Boudaud [12], Humbert [85] et Richard [127], une approche multi-échelles (expérimentale et numérique), synthétisée dans la figure 4.4, est proposée dans ce manuscrit. Comme le montre la figure 4.4, elle se compose des échelles suivantes :

- Échelle 1 – Assemblage (cf. chapitre 5) :
 - Étude expérimentale : les chapitres 2 et 3 ont permis de souligner l'importance du comportement des assemblages sur la réponse globale de la structure (mis à part leur comportement moment-rotation qui se révèle négligeable, Ahmad *et al.* [2]). Ensuite, la variation de la mise en œuvre des assemblages est importante sur le terrain (Aktas *et al.* [4]). Pour ces raisons, une campagne expérimentale paramétrique à l'échelle de l'assemblage (échelle 1) a été réalisée. Elle se compose d'essais cycliques et monotones, en traction et en cisaillement, relatifs à la connexion de type-1 identifiée (à priori) comme étant la plus influente sur la réponse globale de la structure. Les paramètres tels que le nombre de clous, leur type et le type de feuillard utilisé ont été étudiés.
 - Étude numérique : comme expliqué dans le paragraphe 1.2, le modèle de Humbert (cf. 1.2.2 et [85]), associé à une maille à deux nœuds, est calibré à partir des essais expérimentaux sur assemblage en traction et en cisaillement.
- Échelle 2 – Cellule élémentaire (cf. chapitre 6) :
 - Étude expérimentale : le chapitre 3 a montré que la diversité des ossatures bois avec remplissage (pierres, adobes et torchis) en Haïti est conséquente. Cependant il est difficile de faire varier ces paramètres à l'échelle d'un mur ou d'une maison. On a donc utilisé une échelle intermédiaire (échelle 2), similaire à celle utilisée dans les travaux de Ferreira *et al.* [53], qui se compose d'un cadre assemblé par les connexions de type-1 et contreventé par une croix de Saint-André représentant une sous-structure, appelée cellule élémentaire, se répétant à l'échelle du mur ou du bâtiment complet.
 - Étude numérique : une modélisation détaillée de la cellule est réalisée et son résultat est comparé aux données expérimentales. Ainsi, la validation de cette étape permet de créer un modèle EF simplifié, appelé macro-élément, dont le comportement est calibré sur la réponse du modèle détaillé.
- Échelle 3 – Mur (cf. chapitre 7) :
 - Étude expérimentale : des configurations sans et avec remplissage sont testées sous chargement monotone et cyclique. Les résultats permettent de calculer les performances sismiques de ce type de structure comme présenté dans le paragraphe 2.2. Il permet d'analyser l'influence du remplissage sur le comportement global du mur et enfin de fournir une base de données pour valider le modèle numérique à l'échelle 3.

- Étude numérique : un modèle simplifié du mur est développé à partir de l’assemblage de macro-éléments. Le résultat ainsi obtenu est validé grâce aux résultats expérimentaux.
- Échelle 4 – Maison (cf. chapitre 8) :
 - Étude expérimentale : afin d’apporter des réponses relatives à la tenue des structures à ossature bois avec remplissage et dans le but de valider l’approche multi-échelles, des essais sur table vibrante à l’échelle de la maison (échelle 4) ont été réalisés. Divers moyens de mesure sont utilisés. Ils permettent de réaliser des analyses temporelles et fréquentielles.
 - Étude numérique : par la même méthode que celle utilisée à l’échelle 3 (modélisation simplifiée par assemblage de macro-éléments), la réponse, déplacement en fonction du temps, obtenue numériquement en tête des murs sollicités en cisaillement, est comparée à celle mesurée par les capteurs à fil lors des essais sur table vibrante.

On propose ici d’utiliser cette approche multi-échelles pour réaliser l’étude expérimentale et numérique en apportant les améliorations suivantes :

- Améliorations relatives aux travaux expérimentaux :
 - Étude paramétrique à l’échelle de l’assemblage.
 - Échelle supplémentaire permettant de faire varier économiquement et plus facilement des paramètres normalement accessibles qu’à l’échelle du mur.
 - Premier essai dynamique sur table vibrante à l’échelle d’un bâtiment complet à ossature bois avec remplissage.
- Améliorations relatives aux travaux numériques :
 - L’approche multi-échelles présentée dans ce travail permet de prédire la réponse globale de la structure à partir des données expérimentales de l’échelle 1.
 - L’approche est validée par la comparaison des résultats expérimentaux et numériques à chaque échelle.

4.3 Conclusion

Cette partie s’est attachée à décrire la structure étudiée et l’approche multi-échelles développée. À partir de ces éléments, les chapitres suivants s’attachent à détailler le travail effectué à chaque échelle.

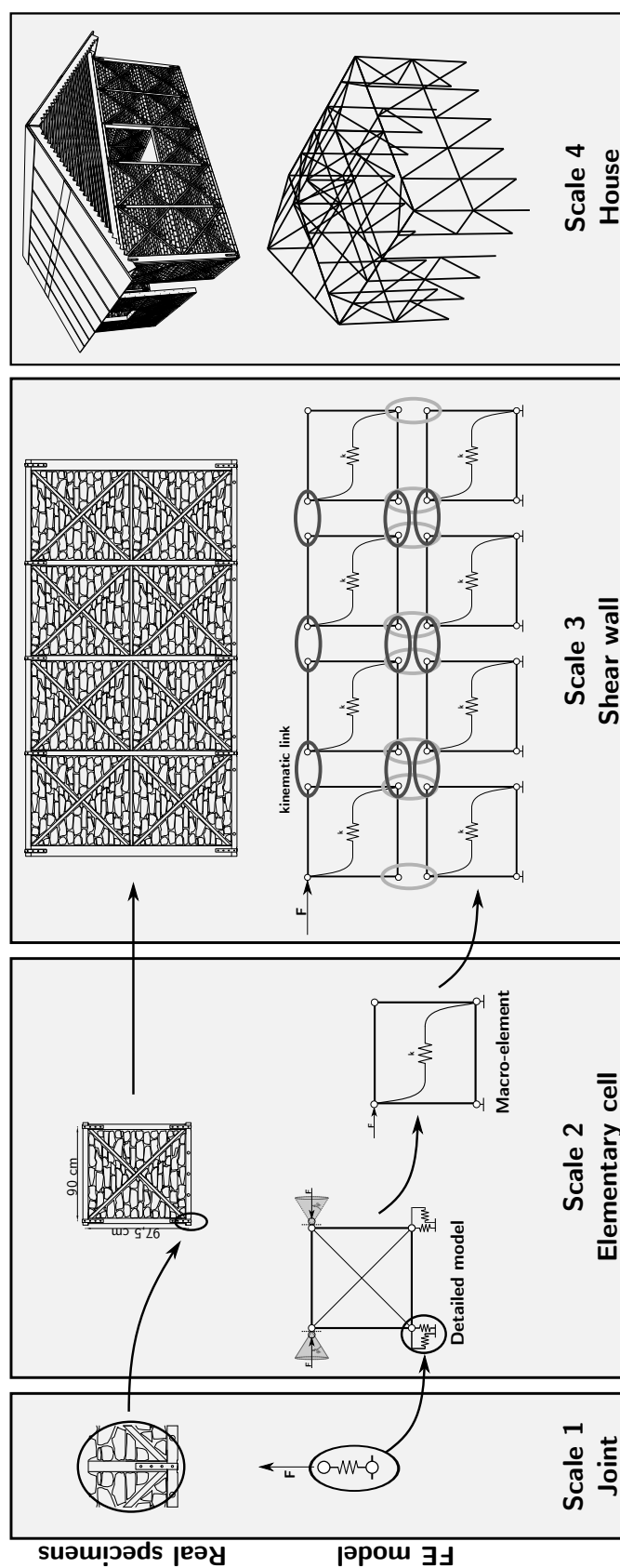


FIGURE 4.4 – Principe de l'approche multi-échelles expérimentale et numérique développée

Chapitre 5

Échelle 1 : connecteur métallique

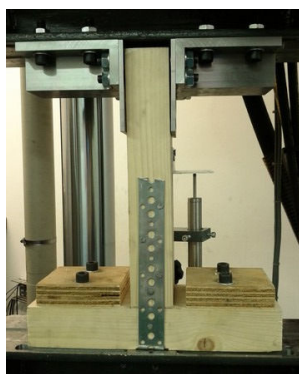
Dans ce chapitre, le travail effectué à l'échelle 1 du connecteur métallique de type-1 (cf. chapitre 4) est détaillé. Tout d'abord, les essais expérimentaux et leurs résultats sont présentés. Ensuite, le calage de la loi hystérétique de Humbert effectué à partir des résultats expérimentaux, et les méthodes permettant de réaliser ce calage, sont décrits.

5.1 Essais expérimentaux

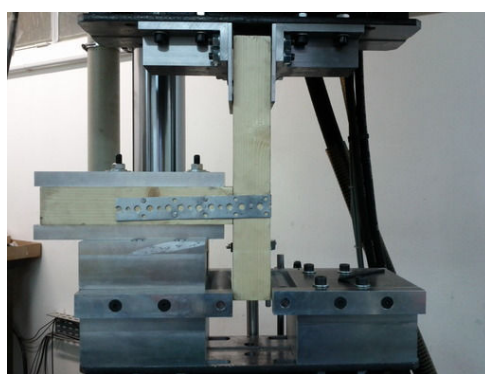
5.1.1 Description des essais

5.1.1.1 Montages expérimentaux

Ces tests sur les assemblages de type-1 ont été réalisés au laboratoire 3SR de Grenoble, afin d'obtenir le comportement Force-Déplacement de ces connexions dans les directions normale et tangentielle (fig. 5.1). Concernant leur loi moment-rotation, le chapitre 2.3 a montré que son influence était négligeable. Pour cette raison, la direction de cette loi n'a pas été étudiée et l'effort résistant dans cette direction est pris égale à 0. Cette observation est confirmée par la figure 6.8(b).



(a) Essai de traction : test dans la direction normale



(b) Essai de cisaillement : test dans la direction tangentielle

FIGURE 5.1 – Essais sur assemblage

Pour ce faire, des bancs d'essai spécifiques ont été développés et sont illustrés dans la figure 5.1.

Le montage de traction (fig. 5.1(a)) est constitué de trois pièces distinctes : un bâti et deux mors. Le premier permet d'encastrer, grâce à quatre vis, la lisse basse de l'assemblage alors que

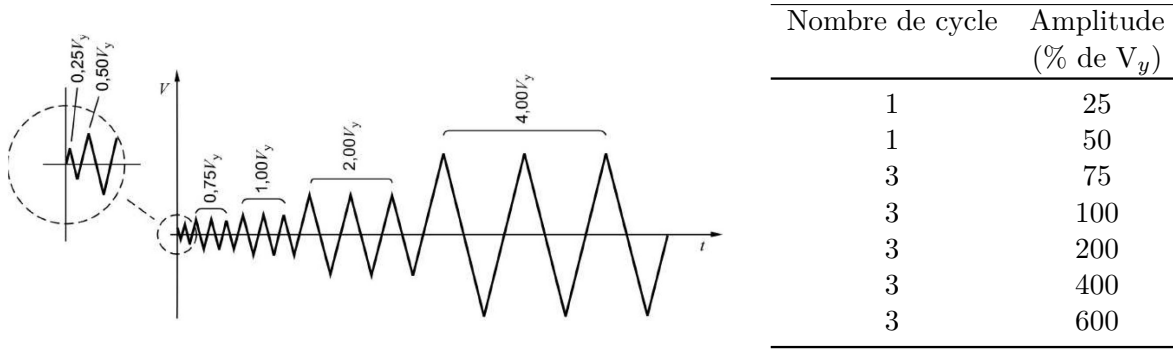


FIGURE 5.2 – Protocole de chargement CEN, [49]

les deux suivants permettent, par l'intermédiaire de leur vissage dans le poteau, de transmettre les efforts verticaux du vérin.

Le montage en cisaillement (fig. 5.1(b)) est un peu plus compliqué car il faut assurer l'application uniaxiale de la sollicitation. La bâti possède donc des rouleaux permettant de guider le bas de la lisse. Son autre extrémité est tirée par les deux mors décrits précédemment. Le poteau est encastré par deux vis dont le positionnement, pouvant modifier la réponse globale de la connexion, est délicat. En effet, l'une des vis doit être placée au plus proche de la lisse afin d'éviter le soulèvement du poteau sans perturber, durant l'essai, le comportement des clous situés à proximité.

Un troisième montage visant à évaluer le comportement de l'assemblage suivant une direction oblique pourrait être envisagé dans des développements futurs.

5.1.1.2 Procédures expérimentales

Les tableaux 5.1 et 5.2 listent les caractéristiques des essais développés à l'échelle 1. Ils résument notamment, les paramètres étudiés, le type de chargement appliqué et le nombre de tests réalisés.

Les chargements quasi-statiques appliqués sont monotone ou cyclique. Le premier, plus simple à réaliser permet d'identifier des niveaux de déplacements et d'efforts (limite élastique, maximal et ultime). Le second permet d'analyser les phénomènes d'endommagement pouvant se produire sous chargement dynamique.

Le choix des protocoles pour ces deux types de chargement peut avoir une influence notable sur la réponse de l'assemblage ou sur celle de la structure, dû principalement à la vitesse de pilotage de l'essai (*i.e.* Girhammar et Andersson [68] ou Yamaguchi *et al.* [148]) et à l'historique de chargement (Gatto et Uang [67] ou He *et al.* [82]). D'après ces auteurs et les observations faites par Boudaud [12], il paraît difficile de s'affranchir de ces paramètres durant des essais quasi-statiques. Néanmoins, les ordres de grandeur et les phénomènes observés restent cohérents en choisissant correctement les protocoles de chargement (vitesse pas trop importante avec un nombre de cycle ni trop faible, ni trop élevé).

On rencontre le plus fréquemment dans la littérature les historiques disponibles dans les normes : CEN (EN 12512 [49]), ISO (ISO 16670 [87]), CUREE et SPD (ASTM E 2126 [7]) ou encore le protocole proposé par He *et al.* [82]. Dans ce travail (de l'échelle 1 à 3), le chargement décrit dans EN 12512 [49] (cf. fig. 5.2) a été retenu car il prend en compte les remarques précédentes. Il est illustré dans la figure 5.3. Le chapitre 2 a montré que la valeur du glissement limite est très variable selon les méthodes et les courbes expérimentales (Muñoz *et al.* [111]). Il a été surestimé pour les assemblages à cause des résultats d'essais préliminaires possédant un déplacement au pic plus important. Les courbes obtenues montreront cependant que l'endommagement cyclique étant faible, cette surestimation n'a pas eu d'impact sur la valeurs enregistrées.

Les essais sont pilotés en déplacement par un capteur LVDT (linear variable differential

transformer) permettant d'exclure la part des déformations provenant du reste de la chaîne cinématique de la presse. La vitesse de chargement dépend du déplacement maximal du cycle (30 secondes entre chaque pic) et sa valeur maximale atteinte durant l'essai est égale à 1 mm/s.

Plusieurs configurations ont été testées (cf. tab. 5.1 et 5.2) dépendant du :

- Nombre de pointes par connecteur : 2, 4, 6 et 8 (réparties de manière égale sur chaque face du poteau). Dans chaque cas, trois essais monotones et un essai cyclique (ou oligocyclique) ont été réalisés pour les essais en traction (fig. 5.3(a)) ainsi que pour les essais en cisaillement (fig. 5.3(c)).
- Type de pointes : clous lisses ou crantés.
- Type de feillard : feillard épais (1,5 mm) ou mince (0,64 mm).

TABLE 5.1 – Les différentes configurations d'assemblages testées en traction

Paramètres	Nombre de clous/connexion	Type de clous	Type de feillard	Type d'essai	Nombre d'essai
Nombre de clous/connexion	2, 4, 6, 8, 16 ¹	Lisses (PS)	Épais	Monotone (M) Cyclique	3 1
Type de clous	8	Crantés (T)	Épais	Monotone Cyclique	1 1
Type de feillard	8	Lisses	Mince	Monotone Cyclique	3 1

TABLE 5.2 – Les différentes configurations d'assemblages testées en cisaillement

Paramètres	Nombre de clous/connexion	Type de clous	Type de feillard	Type d'essai	Nombre d'essai
Nombre de clous/connexion	2, 4, 6, 8	Lisses	Épais	Monotone Cyclique	3 1
Type de feillard	8	Lisses	Mince	Monotone Cyclique	3 1

5.1.2 Résultats

Les résultats des essais en traction et en cisaillement sur les assemblages sont illustrés dans la figure 5.7, 5.8, 5.9 et sont résumés dans les tableaux 5.3 et 5.4.

Pour chaque configuration (de 2 à 8 clous), la figure 5.7(a) montre la courbe moyenne (indiquée par la lettre A (*Average*)) des trois essais monotones (*e.g.* A 2) et la courbe enveloppe (Env, *e.g.* Env 2) des tests cycliques associés. Le nombre situé après la lettre indique le nombre de clous. Les tableaux 5.3 et 5.4 résument, pour chaque test, la force maximale atteinte et son déplacement correspondant noté d_{max} . Ils indiquent également résistance maximale d'une configuration à n clous divisée par son nombre de clous, notée $F_{max}(n)/n$.

Le tableau 5.3 et les figures 5.4(b), 5.6(a) et 5.7(a) montrent que pour les essais en traction, $F_{max}(n)/n$ est quasiment constant avec une valeur moyenne égale à 1,3 kN dont l'écart-type

1. Seulement un test monotone pour cette configuration

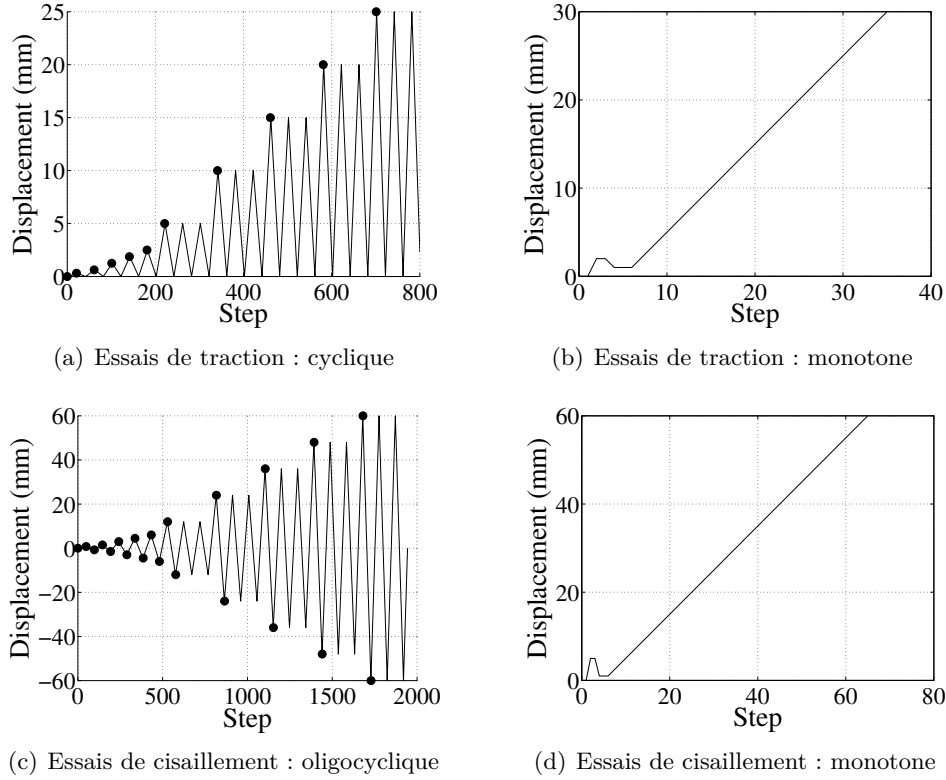


FIGURE 5.3 – Protocoles de chargement CEN utilisé pour les essais sur assemblage

$\sigma_d = 0,1$ kN. Ces résultats suggèrent que la résistance maximale de l'assemblage soumis à un effort de traction est proportionnelle au nombre de clou. Ceci rejoint les résultats des travaux de Fonseca *et al.* [61] qui ont obtenu une valeur de 1 kN par pointe. L'évolution de la valeur moyenne de d_{max} en fonction du nombre de clou semble également proportionnelle (coefficient de corrélation $R^2 = 0,97$ pour une régression linéaire) même si l'écart-type est dans ce cas plus important. Il varie entre $\sigma_d = 0,4$ mm à $\sigma_d = 1,2$ mm.

Concernant les essais en cisaillement (tab. 5.4, fig. 5.5(b), 5.6(b) et 5.7(b)), $F_{max}(n)/n$ et d_{max} ne sont pas fonction du nombre de pointes. En revanche, l'augmentation de la résistance apportée par chaque pointe semble elle aussi être proportionnelle à leur nombre.

La masse volumique ρ du bois a été prise en compte pour le calcul de la résistance des assemblages car son influence sur cette grandeur est significative et qu'elle varie beaucoup pour la même classe mécanique (Dorn *et al.* [42]). Par exemple, pour les 40 configurations présentées dans ce paragraphe, la masse volumique moyenne $\bar{\rho}$ vaut 420 kg/m^3 (380 kg/m^3 attendu pour une classe C18) et l'écart-type vaut 55 kg/m^3 . Selon EN 1995-1-1 [50], la portance locale du bois $f_{h,k}$ (N/mm^2) sans pré-perçage est donnée par l'expression de l'équation 5.1.

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} \quad (5.1)$$

où d est le diamètre nominal du clou en mm .

Le nombre d'essai étant peu important et les objectifs n'étant pas de dimensionner les assemblages selon les Eurocodes, des valeurs moyennes ont été utilisées à la place des valeurs caractéristiques.

En divisant la portance locale expérimentale f_h par la valeur théorique donnée pour le bois de classe C18, il devient possible de pondérer la force F suivant l'équation 5.2.

$$F_{C18} = \frac{\rho_{mean,C18}}{\rho} \cdot F \quad (5.2)$$

où $\rho_{mean,C18}$ est la masse volumique théorique du bois de classe C18 et F_{C18} est la force pondérée à partir de $\rho_{mean,C18}$.

Cette pondération se révèle efficace pour l'analyse des essais en traction (fig. 5.4) mais un peu moins pour les résultats des essais en cisaillement puisqu'aucune amélioration notable ne peut être observée (fig. 5.5). Cela s'explique par le fait que les valeurs de la moyenne et de l'écart-type de $\rho_{mean,C18}$, dans le cas des essais en cisaillement, étaient bien inférieures ($\bar{\rho} = 401 \text{ kg/m}^3$ et $\sigma_d = 33 \text{ kg/m}^3$) à celles des tests en traction ($\bar{\rho} = 422 \text{ kg/m}^3$ et $\sigma_d = 58 \text{ kg/m}^3$). Donc, plus la variabilité de cette valeur est importante, plus la pondération de la résistance de l'assemblage par $\bar{\rho}$ semble efficace.

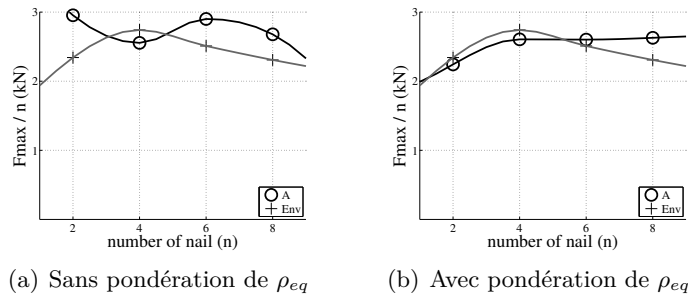


FIGURE 5.4 – Essais en traction – Résistance maximale par clou pour chaque configuration possédant n clous

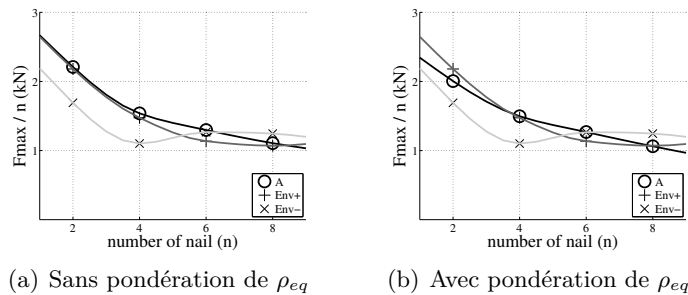
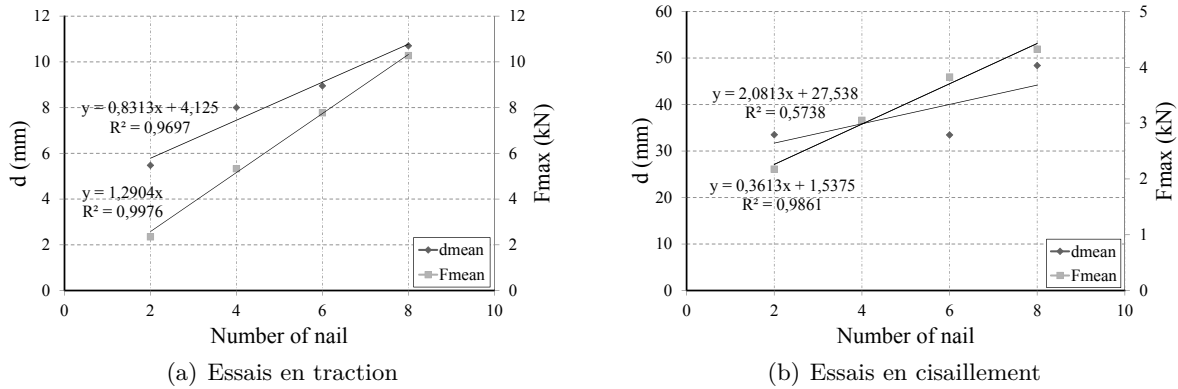


FIGURE 5.5 – Essais en cisaillement – Résistance maximale par clou pour chaque configuration possédant n clous

Des essais complémentaires ont été développés sur des assemblages réalisés à partir de clous crantés $D4 \text{ mm} \times L30 \text{ mm}$ ou de feillard mince RS300 de USP Structural Connectors® d'épaisseur 22 gauge² (environ 0,64 mm). L'intérêt de tester l'influence de l'utilisation de clous crantés provient de leur utilisation privilégiée dans les pays industrialisés. L'intérêt de tester l'influence de la modification de l'épaisseur du feillard provient de la substantielle économie, en terme de coût ($\sim 2/3$ du prix du feillard épais) et en terme de matériau, réalisable par le choix d'un feillard mince.

La figure 5.8 compare le diagramme force-déplacement d'un essai cyclique (courbe enveloppe) et d'un test monotone pour un assemblage comportant 8 clous crantés (T pour threaded) à une

2. L'American Wire Gauge (abrégé en AWG, également connu sous le nom de Brown and Sharp (B&S) Wire Gauge) est une unité de mesure utilisée aux États-Unis entre autre, permettant de mesurer le diamètre d'un câble électrique.

FIGURE 5.6 – Evolution de F_{max} et d_{max} en fonction du nombre de clou

connexion réalisée avec 16 clous lisses (PS pour plain shank). Les résultats de ces essais peuvent être comparés car leur résistance maximale est équivalente. Les pointes crantées apportent bien sûr une résistance supérieure mais entraînent dans l'assemblage une rupture plus fragile. Ce dernier phénomène s'explique par le fait que l'ensemble de ces clous possède une raideur supérieure (en cisaillement et au déchaussement) à celle du feillard qui se déforme donc avant eux. Au contraire, l'ensemble des seize pointes lisses se déchausse avant que le feillard ne se déforme excessivement, ce qui permet donc à l'assemblage de conserver une ductilité correcte. Les clous crantés étant bien plus onéreux, il est préférable d'utiliser les clous lisses. Il serait toutefois intéressant de pouvoir tester un assemblage dont les clous lisses auraient le même diamètre et la même longueur que les pointes crantées afin d'isoler l'influence de ces paramètres.

La figure 5.9 montre que, dans le cas des essais en traction et en cisaillement, les feillards minces, se déformant davantage, n'assurent pas à l'assemblage une résistance maximale soit équivalente à celle obtenue pour les configurations réalisées avec le feillard épais (inférieure de 15 %). En revanche, l'adoucissement du comportement Force-Déplacement semble plus prononcé. Sachant que le prix du feillard d'épaisseur 0,64 mm est environ deux tiers plus faible que celui du feillard d'épaisseur 1,5 mm et que le choix d'un feillard mince permet d'économiser de la matière première, il est important de prendre en compte ce paramètre dans la conception de l'assemblage sans pour autant négliger les risques liés à la rupture « fragile » du feillard.

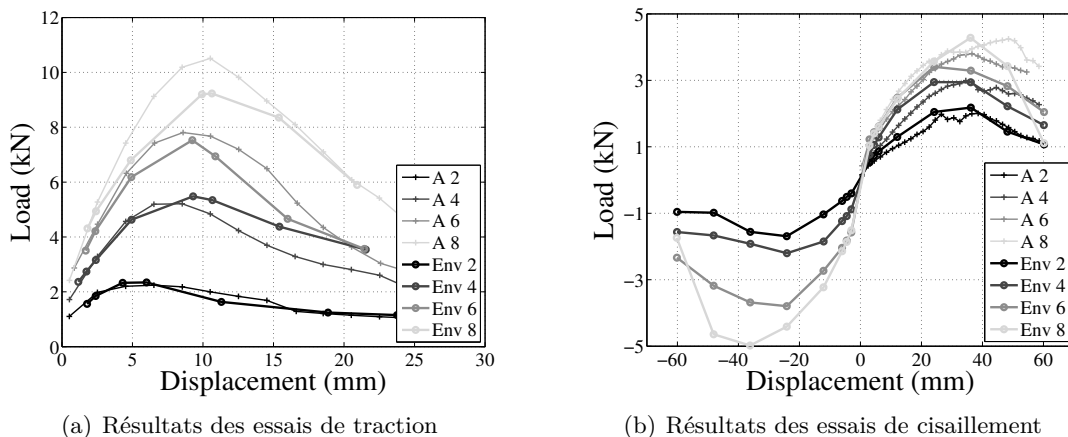


FIGURE 5.7 – Influence du nombre de clous sur le comportement des assemblages – Diagramme Force-Déplacement des essais en traction et en cisaillement (courbes enveloppes (Env) et courbe moyenne (A) des tests monotones)

Toutes les courbes expérimentales sont disponibles dans l'annexe A de ce document.

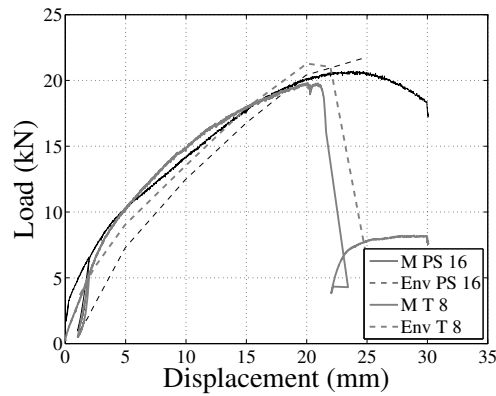


FIGURE 5.8 – Influence du type de clous sur le comportement des assemblages – Diagramme Force-Déplacement des essais en traction (courbes enveloppes (Env) et courbe monotone (M))

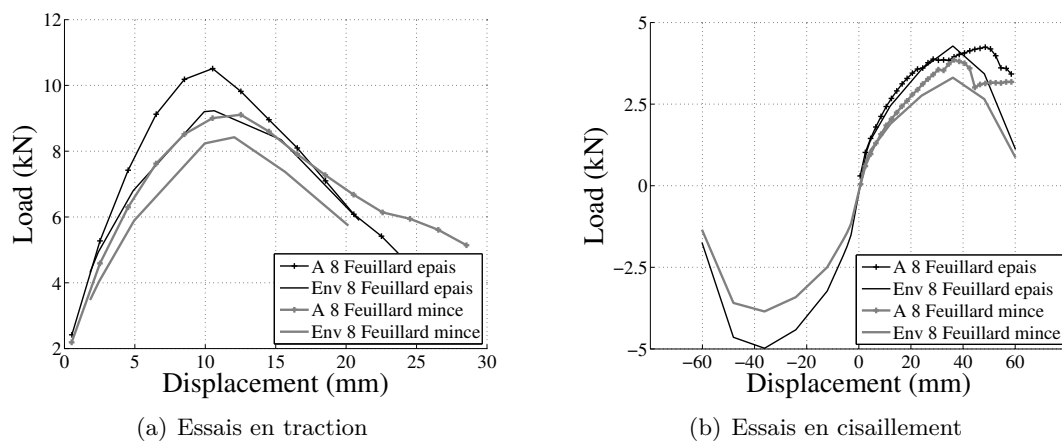


FIGURE 5.9 – Influence du type de feuillard sur le comportement des assemblages – Diagramme Force-Déplacement des essais en traction et en cisaillement (courbes enveloppes (Env) et courbe moyenne (A) des tests monotones)

Outre l'intérêt d'analyser l'influence de différents paramètres à l'échelle de l'assemblage, ces tests en traction et en cisaillement ont pour objectif de fournir une base de données expérimentales sur laquelle s'appuie le travail de modélisation numérique dans le but de calibrer les paramètres du modèle.

TABLE 5.3 – Assemblage de type-1 : résultats des essais en traction

Nb de clous n	Chargement -	F_{max} (kN)	$F_{max}(n)/n$ (kN)	d_{max} (mm)
1×2	Monotone	2,6	1,3	3,7
	Monotone	2,2	1,1	7,1
	Monotone	2,3	1,2	5,1
	Cyclique	2,3	1,2	6,0
2×2	Monotone	4,8	1,2	7,9
	Monotone	5,4	1,4	6,9
	Monotone	5,6	1,4	7,9
	Cyclique	5,5	1,3	9,3
3×2	Monotone	7,9	1,3	8,8
	Monotone	8,7	1,5	9,4
	Monotone	7,0	1,2	8,4
	Cyclique	7,5	1,3	9,2
4×2	Monotone	11,2	1,4	9,8
	Monotone	10,7	1,4	11,0
	Monotone	10,0	1,3	11,4
	Cyclique	9,2	1,2	10,6
$F_{max}(n)/n$	-	-	1,3	-
σ_d	-	-	0.1	-

TABLE 5.4 – Assemblage de type-1 : résultats des essais en cisaillement

Nb de clous n	Chargement -	F_{max} (kN)	$F_{max}(n)/n$ (kN)	d_{max} (mm)
1	Monotone	2,1	2,1	29,7
	Monotone	2,4	2,4	40,8
	Monotone	2,0	2,0	27,3
	Cyclique	2,2	2,2	36,2
2	Monotone	3,3	1,7	34,7
	Monotone	2,6	1,3	42,9
	Monotone	3,4	1,7	44,1
	Cyclique	2,9	1,5	24,1
3	Monotone	4,5	1,5	42,8
	Monotone	3,9	1,3	32,5
	Monotone	3,5	1,2	34,3
	Cyclique	3,4	1,1	24,2
4	Monotone	5,0	1,3	48,9
	Monotone	4,0	1,0	59,0
	Monotone	4,0	1,0	49,5
	Cyclique	4,3	1,1	36,1

5.2 Modélisation de l'assemblage

Cette modélisation (cf. fig. 5.10) consiste en un unique élément fini dont le comportement est décrit par la loi de Humbert (cf. § 1.2.2.2).

Son calage sur les résultats des essais expérimentaux est la première étape de la modélisation numérique. Cette loi phénoménologique permet de modéliser le comportement non linéaire, les boucles d'hystérésis et les phénomènes d'endommagement des connecteurs métalliques sous chargement cyclique. On entend par calage le fait de définir les paramètres de la loi, afin que celle-ci reproduise le comportement expérimental.

Dans un premier temps, on présente brièvement la démarche et les aspects importants du calage des paramètres de la loi. On détaille ensuite la méthode d'obtention des paramètres. Pour plus de détails, se référer à Boudaud [12].

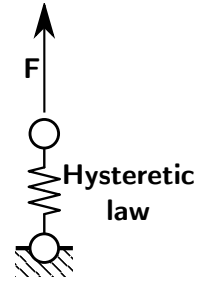


FIGURE 5.10 – Modélisation de l'assemblage

5.2.1 Procédure de calage de la loi

Pour rappel, la loi de comportement s'appuie sur vingt-deux paramètres qui sont classés en trois catégories :

Catégorie 1 : Les paramètres « monotones », définis par des déplacements (d_y , d_1 , d_2 et d_u), une force (F_1), des raideurs (K_0 , K_1 , K_2 et K_u) et par des pondérations pour la courbe de Bézier (V_1 et W_1).

Catégorie 2 : Les paramètres « cycliques », définis par des coefficients (C_1 , C_2 , C_3 et C_4), qui établissent des relations entre les paramètres internes de la loi et des pondérations de Bézier pour les branches de chargement et de déchargement (V_4 , W_4 , V_5 et W_5).

Catégorie 3 : Les paramètres d'endommagement, définis par l'incrément d'endommagement (η) et l'un des couples de coefficients (AC , AR) et (BC , BR).

Pour chaque étape de la procédure, les paramètres sont calibrés visuellement. L'unicité du calage est donc difficile à réaliser par deux opérateurs différents. Néanmoins, si cette opération est effectuée rigoureusement, les écarts que l'on pourrait observer seraient négligeables au niveau du résultat obtenu par la modélisation à l'échelle de la structure.

La première étape consiste à définir les paramètres de la catégorie 1 afin de reproduire la courbe monotone expérimentale. Seuls d_y et K_0 sont délicats à déterminer précisément car la zone élastique du comportement hystérétique expérimental n'est pas systématiquement distinguable. Ensuite pour la définition des paramètres de la catégorie 2 et 3, on n'utilise que les courbes cycliques expérimentales.

La seconde étape consiste à définir les paramètres de la catégorie 3 afin d'obtenir un ordre de grandeur satisfaisant de l'endommagement au cours des cycles entre la courbe enveloppe et la courbe monotone d'une part (« backbone curve »), et entre la courbe enveloppe et les résistances maximales des cycles de recharge d'autre part.

Ensuite on cherche à identifier les paramètres adéquates de la catégorie 2 permettant d'optimiser finement le résultat du calage de la courbe numérique.

Les catégories 2 et 3 étant interdépendantes, une procédure itérative doit être effectuée jusqu'à l'obtention d'un résultat convenable dépendant de la précision requise par l'opérateur.

La loi est dissymétrique donc la procédure décrite ci-dessus peut être reproduite en cas de comportements distincts entre le côté positif et négatif. Concernant ce travail, la dissymétrie est prise en compte uniquement pour représenter la raideur en compression du bois (cas des essais en traction) modélisée par un comportement élastique (cf. fig. 5.13(b)).

Enfin, il faut noter qu'il est nécessaire d'utiliser le même historique de chargement pour calibrer la loi car elle prend en compte l'endommagement pour chaque demi-cycle. Elle évoluera ainsi de façon différente selon le protocole choisi. La figure 5.11 illustre ce propos en comparant la réponse de la loi calibrée avec un jeu identique de paramètres et soumise à des historiques de chargement différents.

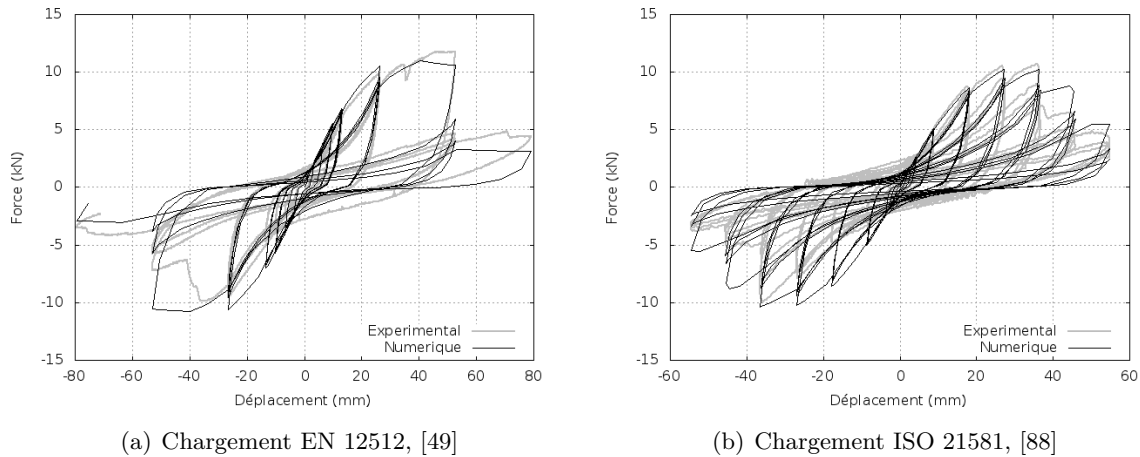


FIGURE 5.11 – Réponse de la loi de comportement pour différents chargements cycliques, [12]

5.2.2 Méthodes d'obtention des paramètres de la loi

Ce paragraphe présente les différentes manières, d'un point de vue déterministe ou probabiliste, de calibrer la loi de comportement et traite un exemple des calages effectués sur les essais en traction et en cisaillement des assemblages réalisés avec six clous.

Il existe trois types de calage :

- Direct : il consiste à calibrer les paramètres de la loi non-linéaire à partir d'un unique essai.
- « Moyen » : il repose sur le calage de la loi à partir d'une moyenne de données expérimentales (fig. 5.12) ou sur la moyenne de plusieurs lois préalablement calibrées de façon directe. Cette dernière est la plus aboutie des deux mais elle est très chronophage. Pour cette raison, seule la première est utilisée dans ce manuscrit.
- Probabiliste : il s'agit de proposer pour les paramètres pertinents du modèle une loi de probabilité. L'obtention d'un jeu de paramètres consiste alors à réaliser un tirage aléatoire pour chacun d'entre eux. Cette méthode permet d'inclure la variabilité expérimentale dans la modélisation.

Dans ce manuscrit, seuls les deux premiers types de calage ont été utilisés mais la troisième méthode constitue une perspective intéressante de ce travail. Il est important de préciser que l'objectif de cette étude n'est pas forcément d'obtenir des courbes numériques calibrées minutieusement sur les résultats expérimentaux, même si cela serait possible avec le modèle de Humbert. En effet, il consiste davantage à représenter, avec le peu de données expérimentales disponibles, les tendances globales du comportement réel de la connexion (raideur initiale, raideur de charge ou de décharge, force maximale, écrouissage et adoucissement).

Concernant la modélisation du comportement des assemblages, un calage « moyen » a été effectué. La figure 5.12 présente les essais monotones réalisés dans les deux directions de la connexion. À partir de ces trois tests, une courbe moyenne a été calculée et tracée sur ce même

graphique. C'est cette dernière qui permettra le calage des paramètres « monotones » de la loi. Ensuite, la courbe cyclique, qui, dans un souci de clarté, n'est représentée que par sa courbe enveloppe, permet le calage du reste des paramètres. Le choix de cet exemple permet d'illustrer des calages utilisés dans le chapitre 6 pour les travaux de modélisation réalisés à l'échelle 2.

À partir des figures 5.13, pour les essais de traction, et 5.14, pour les essais en cisaillement, il est possible de constater que le résultat de ces calages paraît visuellement satisfaisant. Concernant celui de la figure 5.14(a), un ajustage serait possible pour diminuer l'écart entre les courbes expérimentale et numérique du côté négatif mais cette opération n'a pas été effectuée afin de conserver la symétrie du comportement des assemblages modélisés. Cette décision permet de respecter les éléments suivants :

- Puisqu'un seul essai cyclique a été réalisé sur chaque configuration d'assemblage, la tendance dissymétrique de leur comportement ne peut pas être généralisée.
- Étant donné que la courbe moyenne, sur laquelle sont calibrés des paramètres de la loi, n'a été construite qu'à partir des résultats des essais monotones, le calage n'est possible que dans une direction.

Différents moyens permettent de fournir une évaluation quantitative de la qualité des calages effectués : le pourcentage d'erreur, existant entre les valeurs expérimentales et numériques, relatif à la force maximale, à l'énergie dissipée de chaque cycle ou demi-cycle et à l'énergie cumulée en fin d'essai (Boudaud *et al.* [13], Ceccotti et Sandhaas [21], Christovasilis et Filiatrault [24], Collins *et al.* [28], Folz et Filiatrault [58], Li *et al.* [103], Richard *et al.* [128] ou encore Xu et Dolan [146]). La première approche a été appliquée aux essais cycliques de l'assemblage présenté précédemment et les résultats sont illustrés dans la figure 5.15. Elle se révèle très dépendante :

- De la forme expérimentale de la courbe : par exemple, le comportement dissymétrique déjà évoqué précédemment ou les phénomènes peu réguliers tels que l'« adoucissement » de la courbe cyclique des essais de traction (fig. 5.13(a)). Cela est illustré dans le diagramme de la figure 5.16 par des pourcentages d'erreur importants (supérieurs à 30 %). Pourtant il n'est pas forcément pertinent de modéliser ces phénomènes car ils ne peuvent être représentatifs que de la réponse d'un essai expérimental particulier.
- Des valeurs maximales comparées : selon leur proportion, un même défaut de calage ne sera pas caractérisé par une erreur équivalente. Ainsi, éviter les différences importantes des calages relatifs aux cycles de faible amplitude est difficile. Ceci explique les erreurs conséquentes obtenues pour les premiers cycles, pour les derniers et enfin pour les cycles de recharge, souvent pincés, caractérisés par une force maximale F_{max} et une énergie dissipée E_d faibles. Au contraire, le premier cycle de chargement, précédant les deux cycles de recharge, ayant le même déplacement cible (annotés d'un point sur leur déplacement maximal dans la figure 5.3 et représentés par les barres rouges dans la figure 5.15), est quasiment toujours calibré par la loi de comportement avec une erreur inférieure à 10 %. Pourtant ce sont bien ces cycles qui jouent un rôle prépondérant sur le comportement global de la structure (efforts et dissipation d'énergie importante).

Finalement, cette méthode permet d'identifier des calages très précis mais ne permet pas de quantifier réellement la qualité globale d'un calage. *A contrario*, l'approche comparant l'énergie dissipée cumulée expérimentale à celle prédite par le modèle numérique, semble plus représentative sur ce point-là. En effet, comme le montre la figure 5.16, l'essai de traction, dont le calage paraît visuellement acceptable, prédit correctement l'énergie dissipée cumulée au cours des cycles (fig. 5.16(a)). Ainsi, l'essai en cisaillement, calibré seulement du côté positif, prédit moins bien la valeur expérimentale et a tendance à s'en éloigner même si l'erreur finale ne dépasse pas 15 %.

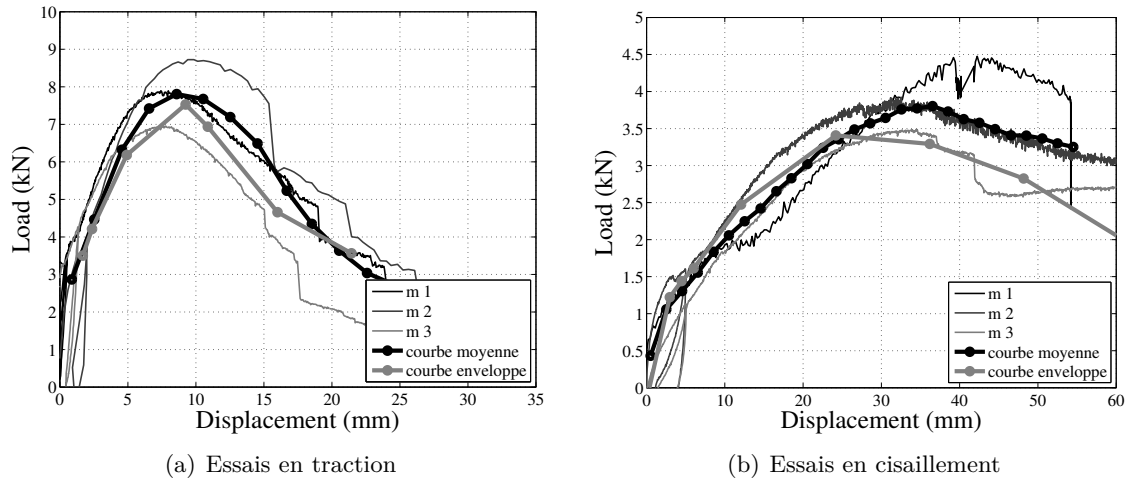


FIGURE 5.12 – Essais sur assemblage avec 6 clous – courbes des trois essais monotones (m), leur courbe moyenne et la courbe enveloppe de l’essai cyclique

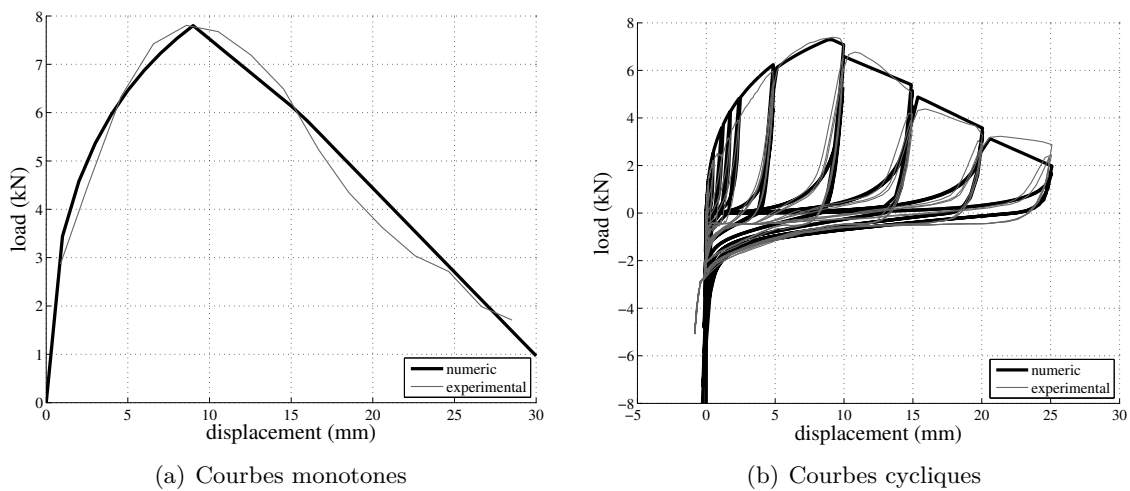


FIGURE 5.13 – Calage du modèle de Humbert sur le comportement expérimental de l’assemblage sollicité en traction

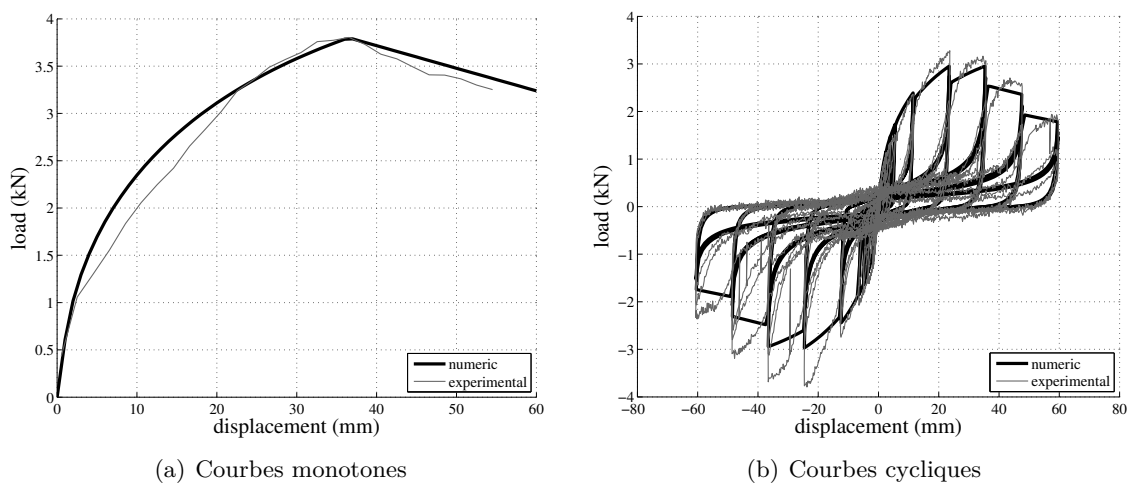


FIGURE 5.14 – Calage du modèle de Humbert sur le comportement expérimental de l’assemblage sollicité en cisaillement

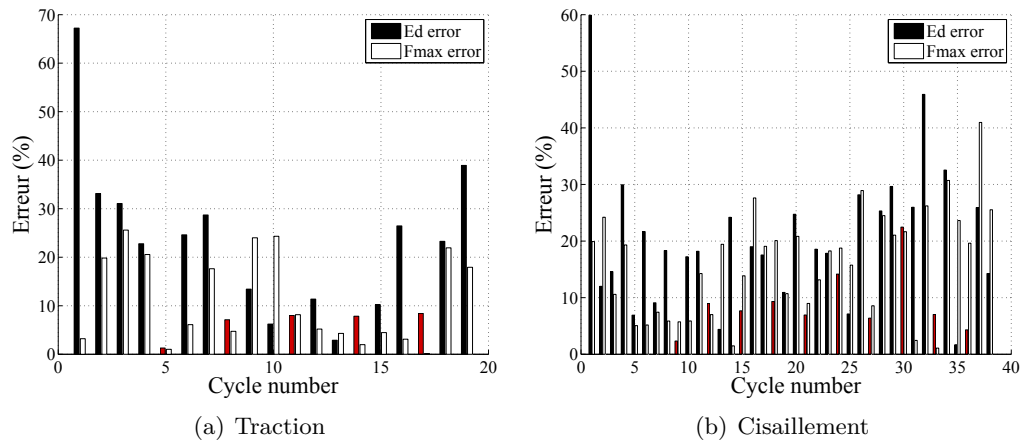


FIGURE 5.15 – Pourcentage d'erreur pour chaque cycle entre résultats expérimentaux et numériques relatif à l'énergie et à la force maximale – En rouge, chaque premier cycle de charge précédant deux cycles de recharge au même déplacement cible

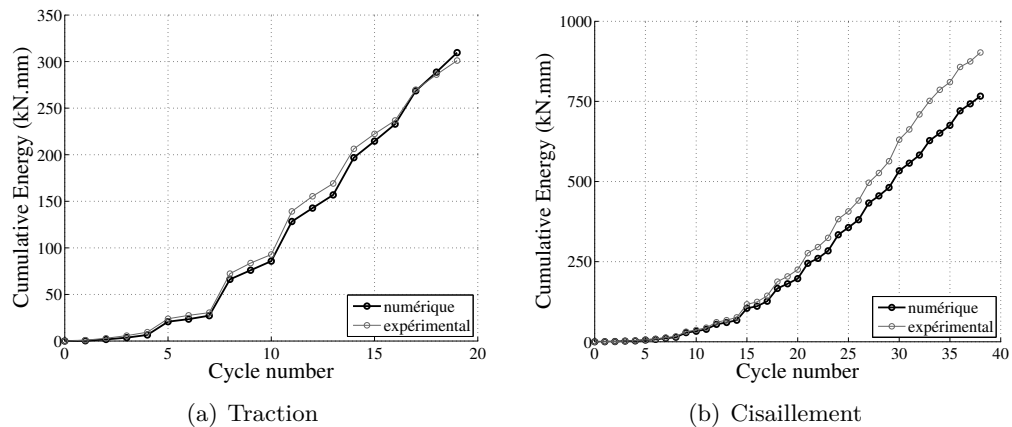


FIGURE 5.16 – Comparaison de l'énergie cumulée obtenue à partir du comportement Force-Déplacement expérimental et numérique de l'assemblage à 6 clous

5.3 Conclusion

Ce chapitre s'est tout d'abord attaché à décrire la campagne expérimentale menée à l'échelle 1 sur la connexion de type-1. L'influence sur le comportement en traction et/ou en cisaillement de cet assemblage, de différents paramètres, tels que le nombre ou le type de clou ainsi que l'épaisseur du feuillard, a été évaluée à partir d'une quarantaine d'essais au total. Cette analyse révèle les points suivants :

- Nombre de clous : l'augmentation de la résistance maximale de l'assemblage sollicité en traction ou en cisaillement est proportionnelle à ce nombre. La même constatation a été faite à partir des résultats des essais en traction pour le déplacement au pic (d_{max}).
- Type de clous : comparées à celles des clous crantés, la raideur et la résistance à l'arrachement des clous lisses semblent plus adaptées pour ce type de connexion. Ces clous permettent à moindre coût d'apporter à l'assemblage une résistance importante en limitant le risque de rupture « fragile » du feuillard.
- Épaisseur du feuillard : la diminution de cette grandeur permet de réaliser des économies substantielles (coût, matériau) pour une perte de résistance modérée. Ce paramètre est donc intéressant pour la conception de l'assemblage mais sensible car sa sous-estimation peut conduire à une rupture « fragile » du feuillard lorsque ce dernier est sollicité en traction.

Enfin, ce chapitre a décrit les travaux numériques réalisés à partir des données expérimentales. Ils consistent à calibrer une loi hystérique phénoménologique sur le comportement réel en traction et en cisaillement des assemblages. Pour ce faire, la méthode de calage a été décrite et des approches d'estimation de la qualité de ses résultats ont été brièvement abordées. La comparaison de l'énergie cumulée obtenue expérimentalement et numériquement semble complémentaire au calage visuel et pertinente pour estimer la qualité globale du choix des paramètres du modèle.

Enfin, à partir de cette définition des lois de comportement numériques en cisaillement et en traction, il devient possible de modéliser les assemblages de type-1 composant la structure aux échelles supérieures.

Chapitre 6

Échelle 2 : cellule élémentaire

Dans ce chapitre, nous détaillons d'abord la partie du travail expérimental puis numérique, à l'échelle 2, de la cellule élémentaire.

Tout comme à l'échelle 1, la campagne expérimentale consiste en une étude paramétrique qui permet d'apporter plusieurs éléments de réponse nécessaires à la compréhension du comportement de ces structures.

Ensuite, le paragraphe relatif à l'étude numérique présente la démarche de la mise au point d'une modélisation détaillée du comportement de ces cellules à partir des résultats du paragraphe 6.1 et du chapitre 5. Le résultat ainsi obtenu est utilisé pour calibrer la loi de comportement d'un modèle EF simplifié appelé macroélément.

6.1 Essais expérimentaux

6.1.1 Description des essais

Comme cela a été expliqué dans le chapitre 3, les maisons rurales d'Haïti sont construites à partir de différentes techniques pouvant influencer leur comportement sous sollicitation sismique. Afin de prendre en compte expérimentalement cette diversité, difficilement réalisable à l'échelle du mur pour des raisons de coût et des raisons pratiques, un « mini-mur de réaction » a été mis au point (fig. 6.3(a)). Il permet ainsi de réaliser des essais quasi-statiques à l'échelle 2, intermédiaire à celle du mur, sur des éléments de structure composant le mur de contreventement, appelés « cellules élémentaires » (cf. chapitre 4). Cette campagne expérimentale a été menée au laboratoire 3SR et au laboratoire CRAterre de l'école d'architecture de Grenoble (ENSAG).

6.1.1.1 Montage expérimental

Ce prototype de machine de test a été développé au cours de la thèse et a subi trois évolutions majeures avant d'être totalement opérationnel. Ce processus est illustré dans les figures 6.1, 6.2 et 6.3.

La première version (fig. 6.1(a)) était l'étape initiale permettant de valider le système de pilotage se faisant directement à partir du logiciel Matlab®. Cela a permis aux chercheurs et aux ingénieurs de travailler avec le même outil. Le premier test a permis de montrer la simplicité de cette méthode. Par ailleurs, la déformation hors-plan du cadre observée durant les essais a clairement soulignée la nécessité d'un système anti-déversement.

Une seconde version (fig. 6.2(a)), comportant donc ce système anti-déversement (fig. 6.2(b)) a permis de réaliser les premiers essais dans le plan de la cellule élémentaire. De nombreux points d'amélioration ont pu être détectés.

Le système de transmission des efforts (et des déplacements) était réalisé par deux plaques serrant la lisse haute du cadre maintenues mutuellement par l'intermédiaire de quatre tiges filetées (fig. 6.1(b)). Ce système a révélé trois points faibles :

- Le cadre se déformant en mouvement de corps rigide va induire un déplacement vertical de la lisse haute conséquent. Cela peut entraîner le contact des tiges filetées avec le système anti-déversement.
- Le contact plan/plan des plaques métalliques sur le montant en bois induit forcément des moments résiduels dans ce dernier dû à l'état de surface grossier du bois.
- Ce dernier phénomène peut être amplifié par le contrôle difficile de l'équivalence de l'effort de traction dans les quatre tiges filetées.

Concernant l'ancrage de la cellule sur le bâti, deux systèmes différents ont été utilisés. Le premier consiste à fixer les deux faces extérieures de la lisse basse à deux cornières métalliques, par l'intermédiaire de boulons traversant la lisse, préalablement percée, encastrées sur le bâti par trois vis. À cause de la trop grande distance séparant les boulons des extrémités de la lisse (30 cm), le frottement induit par le serrage des pièces métalliques sur cette dernière ne suffisait pas à empêcher sa flexion, entraînée par le soulèvement du poteau. Le second système (fig. 6.1(c)), composé d'une équerre métallique renforcée par des goussets, consistait à bloquer le mouvement horizontal de la lisse basse dans le plan du cadre. Une surépaisseur bloque de l'équerre empêchant également le mouvement vertical de l'extrémité de la poutre en bois. Deux défauts ont été identifiés :

- La surépaisseur s'est révélée trop fine par rapport aux déformations importantes du bois qui permettent à la lisse de « s'échapper » de ce système d'ancrage.
- Durant l'essai, les poteaux entraient en contact avec l'équerre métallique à cause de sa hauteur trop importante.

À partir de ces observations, une troisième version de la machine a été développée (fig. 6.3(a)). Les éléments suivants ont été apportés :

- Systèmes de guidage et d'anti-déversement (fig. 6.3(b) et 6.3(d)) : deux poutres métalliques ont été ajoutées au bâti permettant de réaliser un autre type de guidage et d'assurer le mouvement en plan de la structure. Sur chacune d'entre elle est fixé un rail. Le vérin applique la charge par l'intermédiaire du capteur de force et des pièces de guidage montées en liaison glissière sur le rail. Ce paragraphe montrera que cette chaîne cinématique possède, durant l'essai, un frottement constant non négligeable par rapport à la réponse de la structure. Ensuite la charge est transmise à un rouleau appuyant, par l'intermédiaire d'une plaque métallique, sur la lisse haute et sur le poteau de la cellule élémentaire. Cette pièce cylindrique permet d'éviter la transmission de moment selon une direction. Toutefois les efforts mis en jeu, entre ce composant et la plaque métallique fixée sur le cadre, empêchent le rouleau de tourner correctement, créant un frottement au niveau de cette liaison.
- L'ancrage du cadre (fig. 6.3(c)) : deux rectifications ont été réalisées sur ces liaisons. La première concerne l'ajout d'un perçage au bout de chaque extrémité des cornières métalliques afin de limiter le soulèvement, décrit précédemment, de la lisse basse. La seconde est une modification des équerres latérales permettant de mieux maintenir le montant en bois et de pas entrer en contact avec les poteaux verticaux.
- Système de bridage (type étau, fig. 6.3(d)) : le réglage de la position horizontale du rouleau 2 permet de brider le cadre par le rapprochement des deux cylindres. Par la suite, il sera montré que cette liaison impacte la réponse globale du cadre à cause du frottement induit par la force de précontrainte.

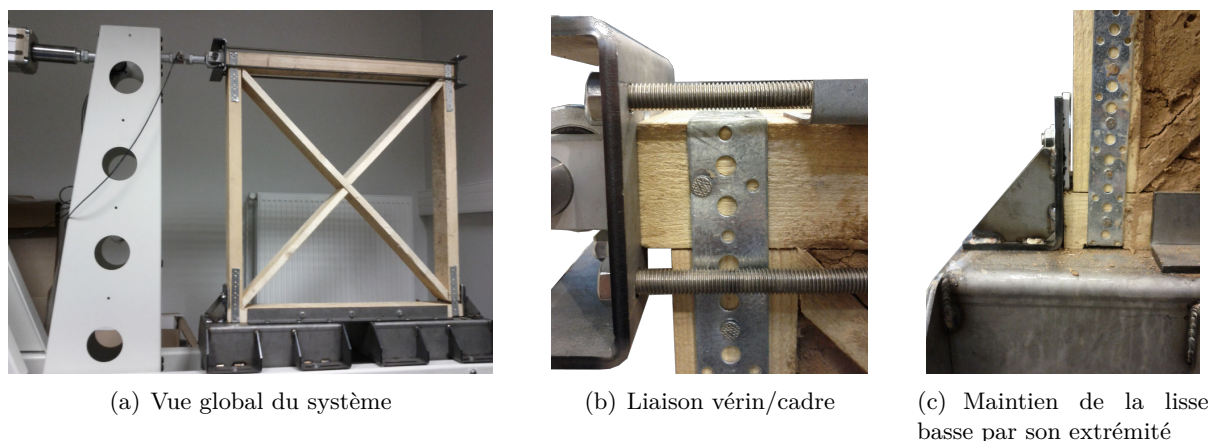


FIGURE 6.1 – Première étape de la conception du « mini-mur »

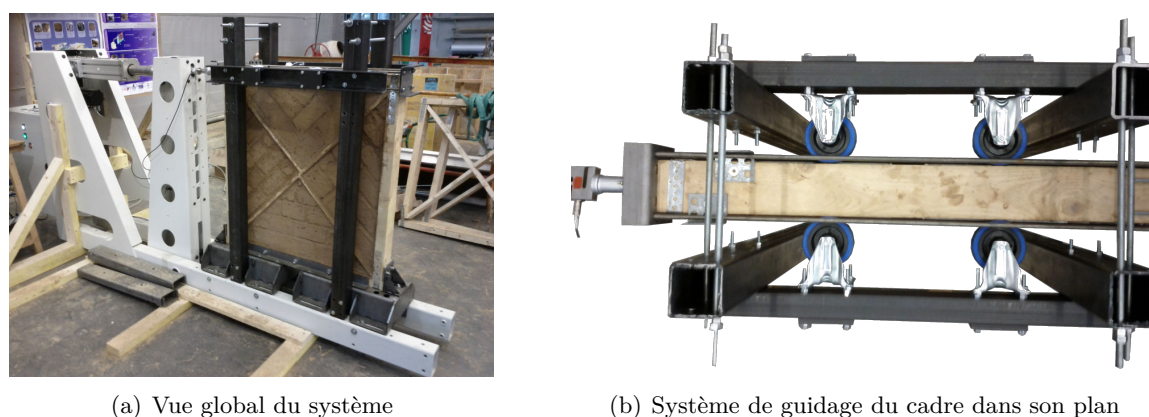


FIGURE 6.2 – Seconde étape de la conception du « mini-mur »

Cette présentation détaillée du « mini-mur » permet d’appréhender son fonctionnement et les différents détails techniques d’importance qui peuvent avoir une influence sur le comportement expérimental.

6.1.1.2 Procédures expérimentales

Ce paragraphe présente le contenu de la campagne expérimentale, les moyens de mesure ainsi que les protocoles de chargement utilisés.

Hormis le besoin de données expérimentales, nécessaires au développement du modèle numérique, l’objectif principal de cette campagne est d’analyser l’influence des paramètres suivants :

- Le type de remplissage : en effet, le chapitre 3 a mis en évidence l’utilisation de trois types de remplissage en Haïti pour les ossatures bois. Il paraissait donc important d’étudier leur impact sur le comportement de la structure.
- La présence de remplissage : ce point est crucial pour appréhender correctement le comportement des ossatures bois avec remplissage.
- La présence ou non de contreventement : le chapitre 3 a montré que les constructions traditionnelles des milieux ruraux d’Haïti ne possédaient pas ce type d’élément permettant de reprendre les efforts horizontaux. Montrer quantitativement leur apport sur le comportement global de l’ossature semble donc important afin de valider les améliorations apportées à la structure étudiée.

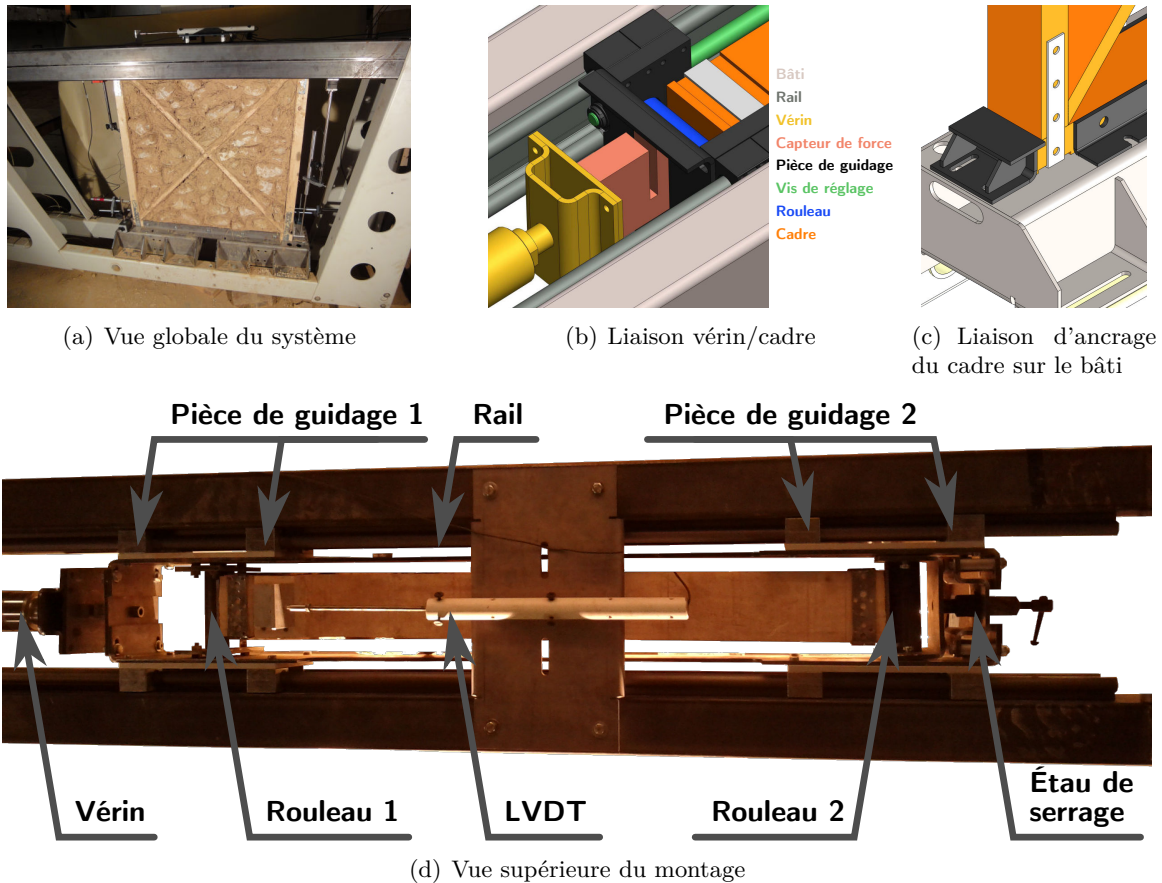


FIGURE 6.3 – Dernière étape de la conception du « mini-mur »

Toutes les configurations testées sont présentées dans les figures 6.4 et 6.5 et dans le tableau 6.1. Les détails techniques relatifs à la mise en œuvre des cadres sont quant à eux illustrés dans la figure 6.6.

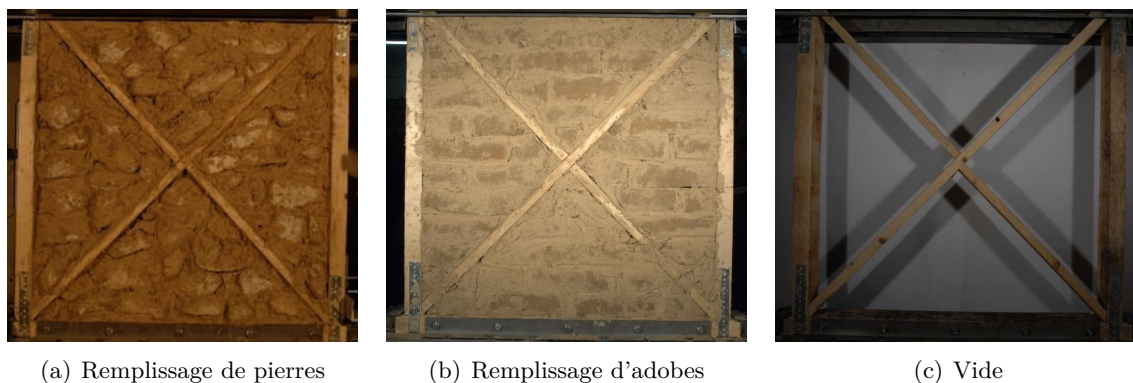


FIGURE 6.4 – Configurations testées avec contreventement

Le protocole de chargement utilisé est similaire à celui appliqué pour les essais sur assemblages (cf. fig. 5.3(c)) avec un déplacement final de 80 mm et un glissement limite $V_y = 20$ mm. Les essais sont pilotés en déplacement par un LVDT (cf. fig. 6.3(d) et 6.7(a)) à une vitesse de 2,2 mm/s.

Pour les essais cycliques 1 et 2 et les essais monotones des configurations avec remplissage en adobe et en pierre, la mesure du déplacement horizontal et celle du déplacement vertical au

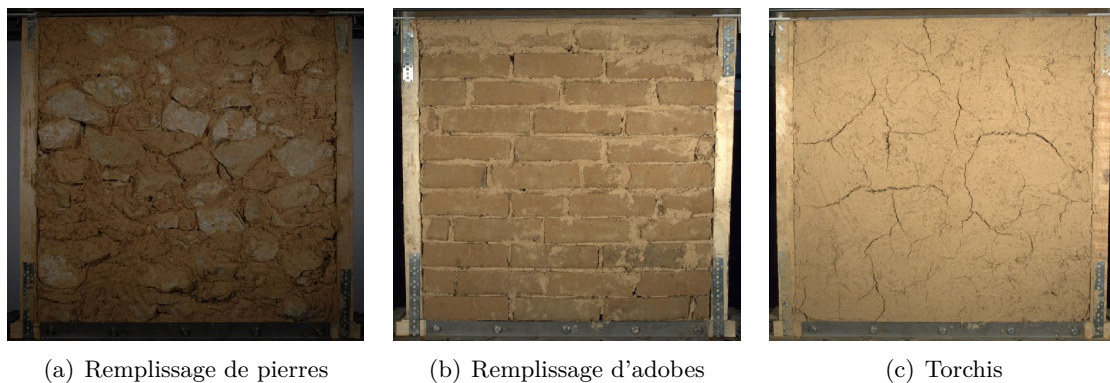


FIGURE 6.5 – Configurations testées sans contreventement

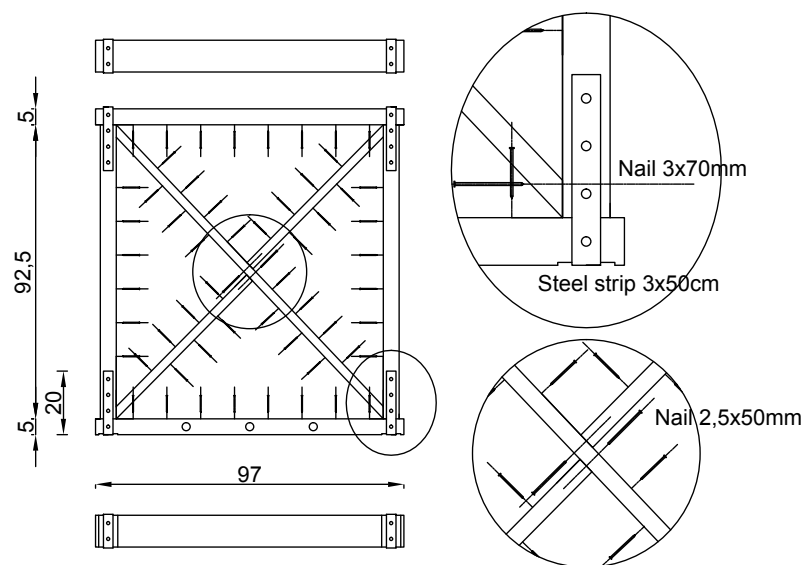


FIGURE 6.6 – Détails techniques et dimensions de la cellule élémentaire

pied de chaque poteau a été effectuée à l'aide de capteurs LVDT (cf. fig. 6.7(b) et 6.7(c)).

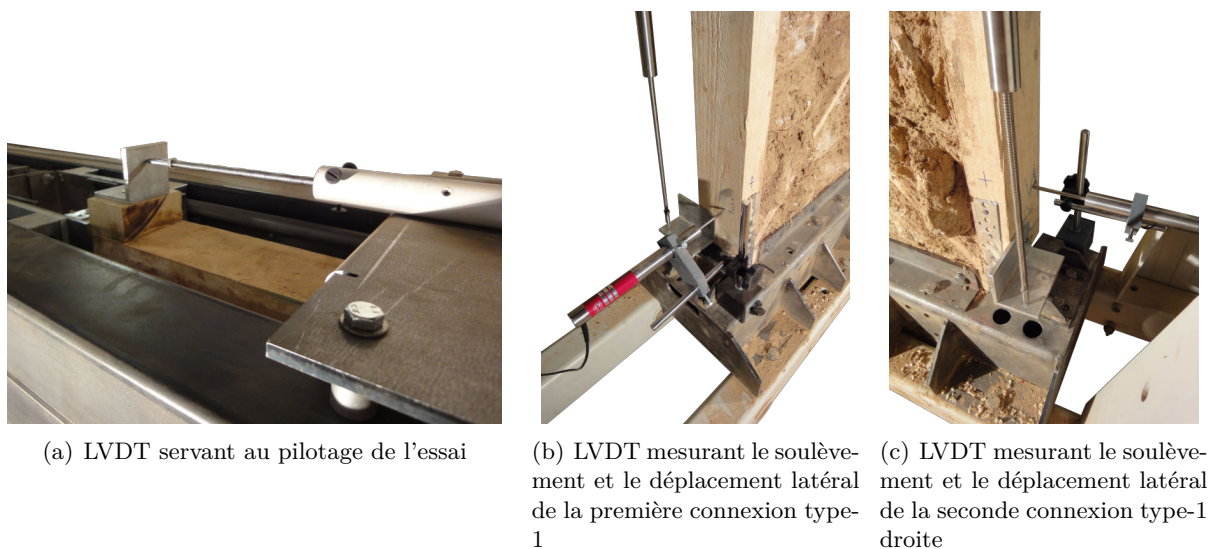


FIGURE 6.7 – Position et installation des capteurs LVDT

TABLE 6.1 – Configurations des essais sur cellule élémentaire

Type de contreventement	Type de remplissage	Type d'essai	Nombre d'essai
Croix de Saint-André	Pierres	Monotone	1
		Cyclique	2
	Adobes	Monotone	1
		Cyclique	4
	Vide	Monotone	1
		Cyclique	2
Sans	Pierres	Cyclique	1
	Adobes		
	Torchi		
	Vide		

Pour chaque configuration, deux essais oligocycliques et un essai monotone ont été réalisés. Dans le cas du remplissage avec adobes, deux tests oligocycliques supplémentaires (cyclique 3* et cyclique 4*) ont été réalisés avec pour objectif d'évaluer l'influence de la variation de deux détails techniques fréquemment employés pour la réalisation des ossatures bois avec remplissage dans le cadre de différents projets de reconstruction (cf. chapitre 3) :

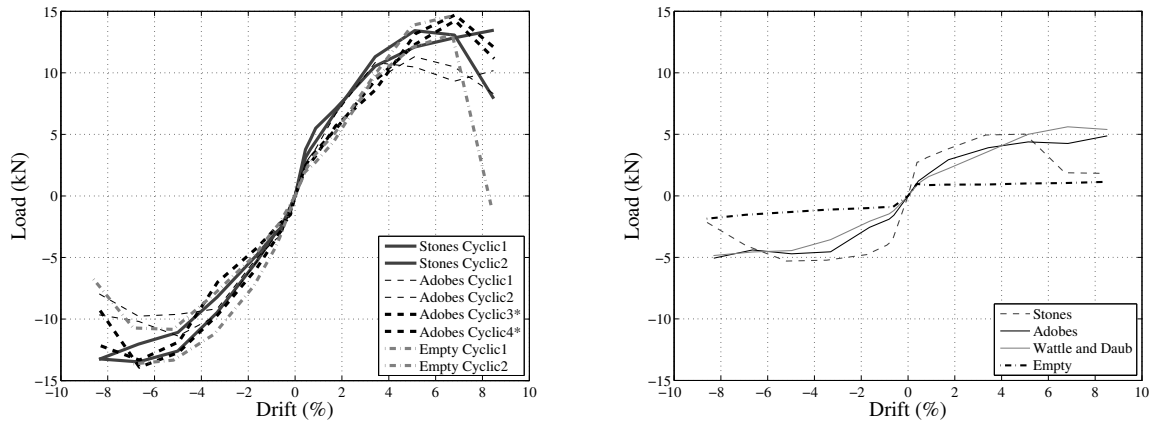
- À la place de l'assemblage central de la croix de Saint-André illustré sur la figure 6.6, une connexion à mi-bois a été réalisée.
- La surface plane des extrémités des diagonales en contact avec les poteaux a été tournée de façon à être en contact avec la lisse basse et haute.

6.1.2 Résultats

Les différents paramètres composant la campagne expérimentale à l'échelle 2 (présence de remplissage, type de remplissage, présence de contreventement ou modifications de détails techniques) font l'objet d'une étude basée sur plusieurs méthodes d'analyse (courbes oligocycliques, monotones et enveloppes, énergie cumulée, coefficient d'amortissement visqueux équivalent (EVDR) et ductilité) permettant de discerner les différents phénomènes agissant sur le comportement global des cellules élémentaires. Ce paragraphe s'attache donc à décrire ces travaux.

Les principales valeurs des résultats de chaque essai sont résumées dans le tableau 6.2 pour les cellules contreventées et dans le tableau 6.3 pour les cellules sans contreventement.

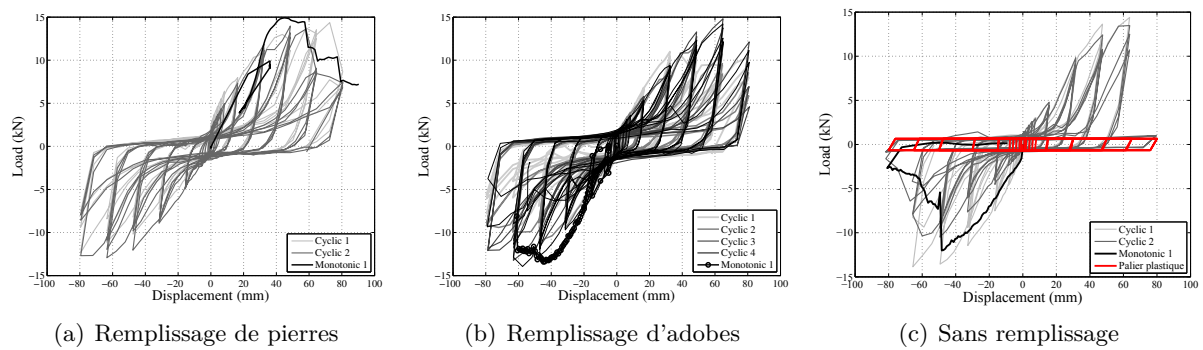
Les figures 6.8(a) et 6.8(b) montrent le comportement Force-*Drift* obtenu pour ces deux types de cellules élémentaires. Pour rappel, le *drift* est obtenu en divisant le déplacement en tête du mur par sa hauteur. Dans des bâtiments à plusieurs étages, ce paramètre est ainsi appelé « déplacement inter-étage ». Il permet d'exprimer l'évolution de la force en fonction d'une donnée indépendante des dimensions de la structure. Les figures 6.8(a) et 6.8(b) confrontent respectivement les courbes enveloppes des essais cycliques des trois types de cellule contreventée (avec remplissage de pierre ou d'adobe et sans remplissage) et des quatre configurations de cadre sans croix de Saint-André. Cela permet de comparer les raideurs initiales, les résistances maximales, les déplacements correspondants et l'adoucissement de leur comportement. Puis, la figure 6.9 complète ces informations en illustrant les différents phénomènes dépeints par les courbes cycliques de ces configurations de cellule.



(a) Courbes enveloppes des essais oligocycliques des cellules contreventées

(b) Courbes enveloppes des essais oligocycliques des cellules non contreventées

FIGURE 6.8 – Cellule élémentaire – Diagramme Force-Déplacement



(a) Remplissage de pierres

(b) Remplissage d'adobes

(c) Sans remplissage

FIGURE 6.9 – Essais oligocycliques réalisés pour les configurations contreventées

Cette analyse conduit à l'identification du rôle de chaque élément sur l'évolution du comportement global des cellules (cf. tab. 6.2 pour le détail des valeurs) :

Connexions :

La réponse globale de la structure est en grande partie gouvernée par le comportement de ses assemblages. Durant les essais, trois principaux modes de fonctionnement ont pu être identifiés :

- Déformation verticale (fig. 6.11(b)) : cette cinématique est caractéristique du comportement en traction des assemblages. Il apparaît lorsque la déformation du cadre décrit un mouvement de corps rigide, ce qui était quasiment toujours le cas. La figure 6.10 indique les valeurs des déplacements verticaux et horizontaux des connexions de type-1, mesurées au cours du temps, par quatre LVDT (cf. fig. 6.7(b) et 6.7(c)), pour les essais cycliques 1 et 2 et pour les essais monotones des cellules contreventées avec remplissage d'adobes et de pierres. Elle permet de souligner la dissymétrie de l'expérience. En effet, on remarque que les assemblages situés à droite de la cellule se soulèvent et glissent davantage que ceux de gauche (côté du vérin). Cela peut s'expliquer par la dissymétrie géométrique de la cellule dont les diagonales sont réalisées en trois parties distinctes (cf. fig. 6.6). Le mouvement de corps rigide est caractéristique des essais monotones. Ainsi, les valeurs de soulèvement du poteau, relatives à ces essais monotones, sont toujours importantes. Cependant, pour plusieurs essais cycliques, des déplacements verticaux supérieurs ont été obtenus. Cela peut se justifier par l'endommagement progressif qui apparaît dans la connexion et qui ne permet plus au poteau de retrouver sa position initiale. Ceci est illustré par le résultat du capteur

LVDT vertical droit dépeint dans la figure 6.10(b).

- Déformation horizontale (fig. 6.11(a)) : cette cinématique, typique du comportement en cisaillement de la connexion, est souvent observée au droit de l'assemblage supportant l'effort horizontal provenant de la poussée du contreventement. La figure 6.10 montre que la proportion des déplacements dû au cisaillement de la connexion est équivalente à celle des déformations verticales.
- La combinaison des deux déformations : ainsi, la figure 6.10 montre finalement que le déplacement de l'assemblage de type-1 est toujours une combinaison progressive et répartie de ses déplacements verticaux et horizontaux. Cette observation sera primordiale pour le développement de la modélisation détaillée de la cellule élémentaire (cf. § 6.2).

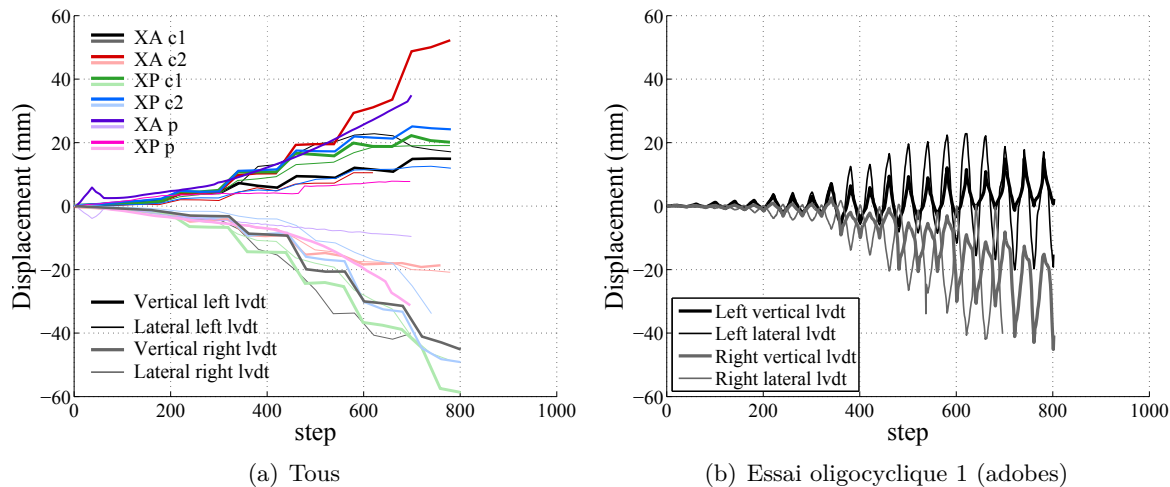


FIGURE 6.10 – Déplacement vertical et horizontal en pied de chaque poteau en fonction du pas de temps – Configurations contreventées avec remplissage d'adobes et de pierres – Courbes monotones et courbes enveloppes des essais oligocycliques 1 et 2

Remplissage :

- Résistance maximale : Aucune influence du remplissage sur la résistance maximale n'a pu être constatée (fig. 6.8(a)) : en effet, quelque soit la configuration, sa valeur oscille autour de 12–13 kN selon l'orientation du chargement avec un écart-type de 1,4 kN. Cela s'explique par le comportement de treillis exhibé par la cellule durant l'essai. Sa déformation est principalement due à un mouvement de corps rigide similaire à la description donnée par Ceccotti et Sandhaas [21] à propos des murs X-Lam (cf. chapitre 2). Les phénomènes de flexion et de cisaillement détaillés dans le chapitre 1 sont quant à eux peu visibles.
- Raideur initiale : le remplissage apporte au comportement des cellules une raideur initiale plus importante que celle obtenue à partir des résultats des configurations vides (fig. 6.8(a) et 6.13(b)). De même, le type de remplissage semble avoir une influence sur la raideur mais le nombre d'essais réalisé ne permet pas de l'affirmer. En revanche ce phénomène est nettement visible aux vues des courbes de la figure 6.8(b) et des valeurs du tableau 6.3 relatives au comportement des cellules non contreventée. En effet, il peut être constaté que la raideur de l'ossature remplie d'une maçonnerie de pierre est de l'ordre de deux à trois fois plus importante que celle des cellules dont le remplissage est en torchis ou en maçonnerie d'adobe. La maçonnerie cyclopéenne étant par contre plus instable que les deux autres types de remplissage, dû à l'appareillage difficile de pierre sur une épaisseur de mur de 10 cm, les mouvements oligocycliques ont entraîné sa chute prématurée.

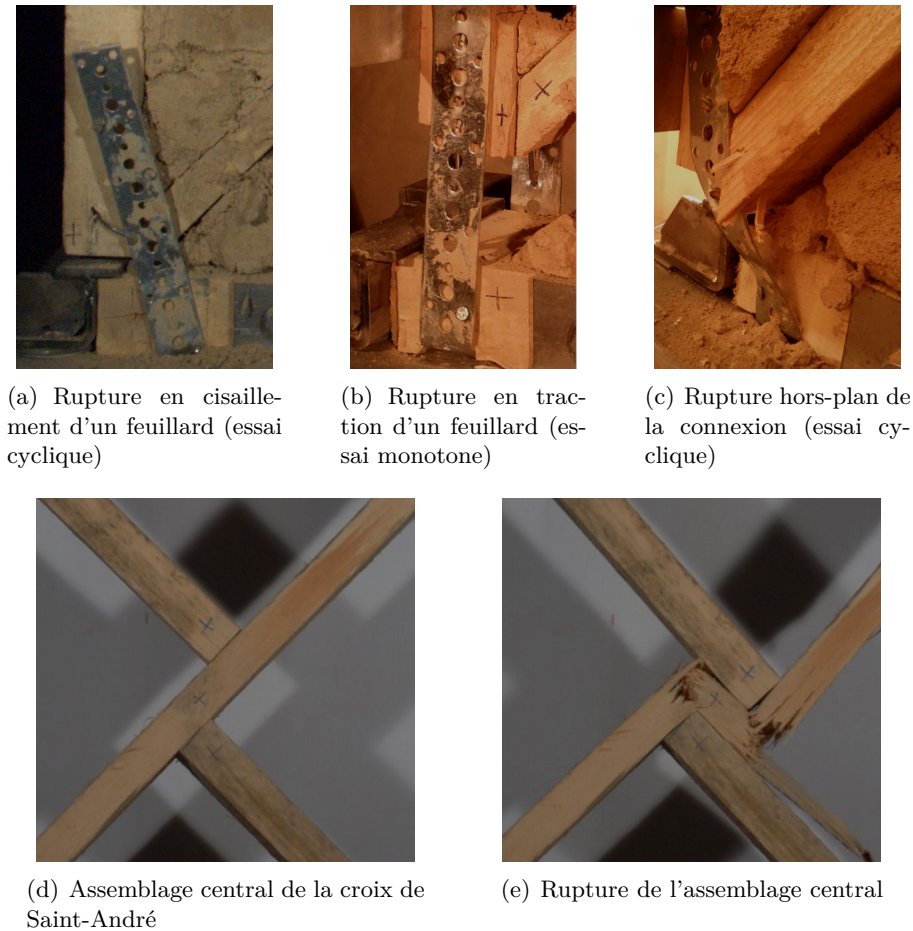


FIGURE 6.11 – Les différents modes de ruptures observés dans les assemblages au cours des essais sur cellule élémentaire

- Adoucissement : le remplissage permet d'améliorer l'adoucissement du comportement des cellules (fig. 6.8(a)). Cela est clairement visible pour des valeurs de *drift* de l'ordre 6 % caractérisées par l'arrêt des essais sur cadre vide. En effet, pour cette plage de déformation, la croix de Saint-André des cellules vides avait tendance à s'extraire de son cadre n'assurant plus la reprise des efforts horizontaux. Les tests étaient alors brusquement interrompus pour des raisons de sécurité. Ce phénomène a également été observé par Ferreira *et al.* [53].
- Dissipation d'énergie et EVDR : le remplissage permet aux cellules de dissiper une quantité d'énergie significativement plus importante que pour des cadres vides. Cela est confirmée par la figure 6.13(a) et les valeurs du tableau 6.2. On peut notamment le voir sur la figure 6.9 au niveau de la force résiduelle existante pour un déplacement nul. En effet, pour les configurations vides, cet effort n'est pas supérieur à celui provenant du frottement de la cinématique du « mini-mur » (appelé par la suite « frottement machine » par simplification). Cela indique que la force résiduelle pour des cadres sans remplissage est nulle, autrement dit, la dissipation d'énergie est négligeable lors des phases intermédiaires à la décharge et à la recharge du cadre.

La figure 6.12 décrit l'évolution de la valeur absolue de l'EVDR (calculée à partir des cycles positifs et négatifs) en fonction du *drift* (cf. fig. 5.3) obtenue pour les cellules contreventées d'une part et pour les cellule sans croix d'autre part. Afin d'améliorer la lisibilité du graphique, l'EVDR est affiché uniquement pour les cycles marqués d'un point dans la figure

5.3 (p. 114). Pour chaque configuration, on constate que le coefficient d'amortissement visqueux équivalent tend vers une valeur constante. La moyenne calculée pour l'ensemble de essais vaut 12,3 % avec un écart-type de 0,95 %. Cette valeur est cohérente avec les grandeurs disponibles dans la littérature pour les ossatures bois avec ou sans remplissage (cf. 2, Ali *et al.* [5], Vasconcelos *et al.* [143] ou Filiatrault *et al.* [54]) et représentative d'une capacité d'amortissement relativement importante. Bien que la variation de ce coefficient soit importante et que le nombre d'essais soit limité, une tendance semble se dessiner, confirmant l'observation précédente et les conclusions de Ali *et al.* [5] selon lesquelles les cellules avec remplissage dissipent davantage d'énergie que les spécimens vides. Par ailleurs, la figure 6.12(b) et le tableau 6.3 montrent que le remplissage des ossatures bois sans contreventement dissipe une part importante d'énergie permettant d'obtenir un EVDR moyen de l'ordre de 17 %. On remarque que le remplissage en torchis ne permet pas de dissiper une telle quantité d'énergie. Cela s'explique par sa technique de mise en œuvre réalisée à partir de l'entrelacement de branchages recouvert d'un enduit de terre dont le mécanisme d'endommagement contribue moins à dissiper l'énergie.

- Ductilité μ_{Δ} : la ductilité en déplacement a été calculée à partir de la méthode EEEP présentée dans le chapitre 3. Leurs valeurs, résumées dans le tableau 6.2, donnent une moyenne de 2,28 du côté négatif et de 2,75 du côté positif, avec des écart-types respectifs de 0,58 et 1,25. Ces grandeurs sont équivalentes à celles obtenues à l'échelle d'un mur par Ali *et al.* [5] mais modérées par rapport aux données similaires relatives à l'étude des ossatures bois en général (cf. chapitre 2, Vasconcelos *et al.* [143], Poletti et Vasconcelos [124], Muñoz *et al.* [111]). Étant donné que la démarche employée pour calculer la ductilité influe beaucoup sur sa valeur, la méthode de Karacabeyli et Ceccotti a également été utilisée (Karacabeyli et Ceccotti [92]), pour sa rapidité de mise en œuvre, afin de vérifier la concordance des résultats. Cette dernière confirme l'ordre de grandeur obtenu par la méthode EEEP avec une moyenne de 3,16 (coté négatif) ou de 3,05 (coté positif) et des écart-types respectifs de 0,71 et 0,91. Aucune influence du remplissage sur la valeur de la ductilité ne peut être détectée. En revanche le type de remplissage a un rôle important lorsque la cellule n'est pas contreventée. Cela est illustré par les valeurs du tableau 6.3 pour lesquelles la configuration avec maçonnerie de pierre possède des valeurs comprises entre 7 et 9 alors que la ductilité des deux autres types de cellules ne dépasse pas 4.
- Effet de confinement : le remplissage permet de confiner l'ossature bois. En effet, des défauts de conception tel qu'un écart important entre les extrémités situées au niveau de l'assemblage central a conduit à la rupture du contreventement (cf. fig. 6.11(d) et 6.11(e)). Cela ne peut pas se produire pour des cas similaires d'ossature avec remplissage.

Contreventements :

La comparaison des résultats des cellules contreventées présentés dans la figure 6.8(a) à ceux des cellules sans diagonales illustrés dans la figure 6.8(b) suffit à conclure sur l'apport substantiel de la croix de Saint-André sur le comportement du cadre, tant d'un point de vue de l'augmentation de la résistance que de celle de la raideur initiale. De plus, la chute de la maçonnerie de pierre advenue durant l'essai sur le cadre non contreventé est une seconde illustration de l'importance de la croix qui contribue à l'amélioration du confinement de la maçonnerie et à la division de son volume (quatre « petits » triangles au lieu d'un « carré ») potentiellement dangereux en cas d'éboulement. Par ailleurs, le comportement de la configuration sans contreventement et sans remplissage est très proche de la courbe Force-Déplacement décrite par le « frottement machine ». Ceci indique que sa résistance est quasi-nulle et confirme ainsi l'hypothèse selon laquelle le comportement Moment-Rotation des assemblages de type-1 est négligeable devant celui des deux autres directions (cf. chapitre 5).

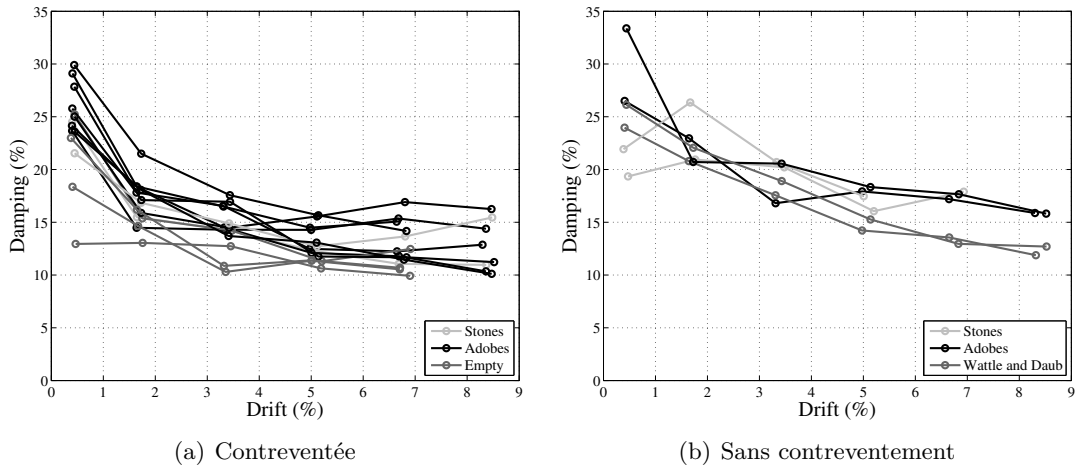
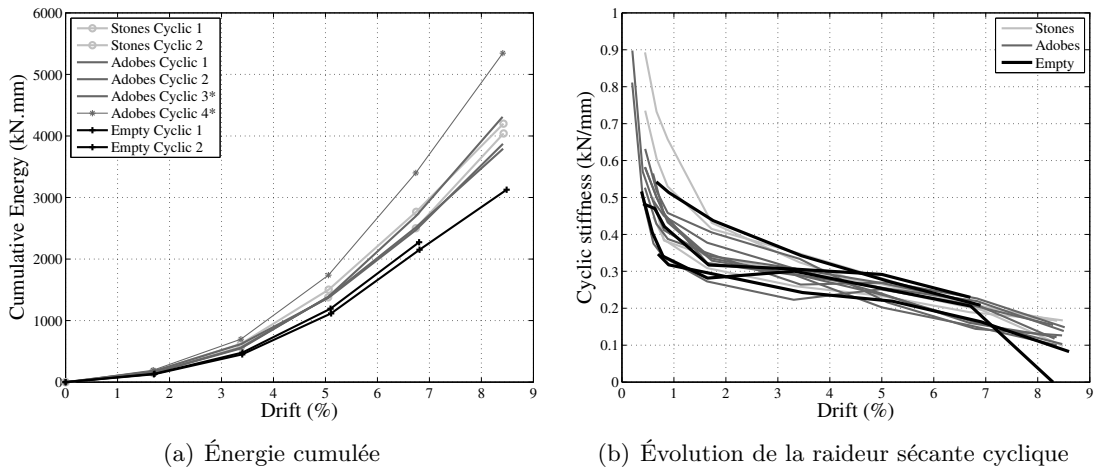
FIGURE 6.12 – Valeur absolue de l'EVDR en fonction du *drift* des cellules élémentaires

FIGURE 6.13 – Indicateurs de performance sismique appliqués aux cellules contreventées

Détails techniques :

Comme expliqué dans le paragraphe 6.1.1.2, la modification de l'assemblage central de la croix de Saint-André et le changement d'orientation de contact des contreventements sur le cadre en bois constituent des modifications techniques courantes sur les chantiers en Haïti qui ont soulevé des questions relatives à leur influence sur le comportement global de la structure. Les résultats des essais 3 et 4 correspondent à une configuration avec remplissage en adobes, dont les corps d'épreuve ont été chacun réalisés avec l'une de ces variantes structurales. Ils sont illustrés dans les figures 6.8(a) et 6.9. Ils révèlent que l'impact de ces modifications sur le comportement global est mineur. En effet, même si ces deux configurations décrivent des résistances supérieures aux configurations 1 et 2 possédant le même type de remplissage, elles ne se démarquent pas, sur ce point, du comportement des cellules vides ou remplies d'une maçonnerie de pierre. De plus, la résistance inférieure de ces configurations 1 et 2 peut être expliquée par la rupture prématurée de l'une de leurs connexions. Son origine provient, dans un cas, du décrochement hors-plan de la diagonale, par rapport à son cadre, induisant un chargement inapproprié du feuillard (fig. 6.11(c)). Dans l'autre cas, la distance trop faible séparant une pointe du bord du poteau a conduit à son déchaussement précoce.

TABLE 6.2 – Résultats des essais en cisaillement réalisés sur les cellules contreventées

Type of infill	Loading	F_{min} (kN)	F_{max} (kN)	drift _{min} (%)	drift _{max} (%)	$K_{0,-}$ (kN/mm)	$K_{0,+}$ (kN/mm)	ξ_{eq} (%)	μ_-	μ_+	E_c (kN/mm)
Pierres	Cyclique1	-12.6	12.8	-7.95	8.06	0.45	0.89	11.8	2.02	4.74	4040
	Cyclique2	-12.8	12.8	-6.35	4.85	0.50	0.73	12.7	2.14	2.75	4196
	Monotone	-	14.3	-	4.48	-	-	-	-	-	-
Adobes	Cyclique1	-9.1	10.2	-6.35	3.25	0.57	0.63	13.8	3.51	4.77	3871
	Cyclique2	-10.7	10.7	-4.75	4.85	0.90	0.58	13.1	2.75	2.74	3791
	Cyclique3*	-12.7	14.1	-6.32	6.49	0.81	0.53	12.0	1.46	2.11	4309
	Cyclique4*	-13.3	13.6	-6.31	6.49	0.49	0.58	12.8	2.30	2.04	5344
	Monotone	-12.9	-	-4.47	-	0.64	-	-	2.46	-	-
Vide	Cyclique1	-13.0	14.0	-6.55	6.37	0.54	0.48	10.6	2.52	1.39	-
	Cyclique2	-10.2	12.5	-4.94	6.37	0.35	0.51	11.5	2.23	1.48	3127
	Monotone	-12.0	-	-4.83	-	1.69	-	-	1.39	-	-
$\overline{F_{max}}$		-11.9	12.8	-5.88	5.69	0.69	0.62	12.3	2.28	2.75	-
σ_d		-1.4	1.4	-1.04	1.36	0.37	0.13	0.95	0.58	1.25	-

TABLE 6.3 – Résultats des essais en cisaillement réalisés sur les cellules non contreventées

Type of infill -	F_{min} (kN)	F_{max} (kN)	$drift_{min}$ (%)	$drift_{max}$ (%)	$K_{0,-}$ (kN/mm)	$K_{0,+}$ (kN/mm)	ξ_{eq} (%)	μ_- -	μ_+ -
Pierres	-4.9	4.9	-4.73	3.26	0.57	0.75	16.8	7.05	8.92
Adobes	-4.5	4.3	-7.89	8.09	0.27	0.29	17.1	3.86	3.97
Torchis	-4.3	5.0	-7.90	6.49	0.21	0.25	13.4	2.15	2.52
Vide	-1.3	0.5	-8.17	7.94	-	-	-	-	-

6.1.3 Conclusion

Cette partie s'est attachée à décrire en détail la campagne expérimentale réalisée à l'échelle 2. Cela a permis d'appréhender les difficultés de ces tests pilotés avec le « mini-mur », celles du comportement de la cellule élémentaire ainsi que celles de son évolution selon la modification de divers paramètres. Ces analyses montrent le comportement favorable de ce type de structure vis-à-vis des indicateurs de performance sismique et permettront de réaliser la modélisation détaillée de ces essais dans la partie suivante.

6.2 Modélisation

Tout d'abord, ce paragraphe décrit le développement d'une modélisation détaillée permettant d'identifier successivement les différentes sources de dissipation d'énergie qui composent le comportement de la cellule élémentaire. Leurs prises en compte étant relativement complexes à introduire, la démarche mise en œuvre est décomposée en plusieurs étapes, chacune expliquant l'ajout d'un nouvel élément afin de prendre en compte un nouveau phénomène mécanique :

- Étape 1 : modélisation de la cellule élémentaire pour laquelle les non-linéarités sont uniquement prises en compte dans le comportement en traction des connexions (direction verticale selon le repère global de la cellule) de type-1, obtenu expérimentalement à l'échelle 1. Les déplacements latéraux, à la base de la cellule, sont bloqués.
- Étape 2 : les ddl horizontaux, à la base de la cellule, sont relâchés. Le comportement en cisaillement des assemblages est ajouté à partir des résultats expérimentaux également acquis à l'échelle 1.
- Étape 3 : des mécanismes non-linéaires dissipant de l'énergie, propres au fonctionnement de la plateforme expérimentale « mini-mur », sont introduits afin de reproduire correctement le comportement expérimental global de la cellule mesuré. Il s'agit de biais expérimentaux détaillés dans le paragraphe 6.1.
- Étape 4 : grâce à la prise en compte des différents biais expérimentaux, des mécanismes présents à l'intérieur de la cellule ont pu être identifiés. Une résistance latérale supplémentaire nécessaire est prise en compte par un élément dont le comportement est élasto-plastique. Ce dernier est défini à partir des résultats expérimentaux présentés dans le paragraphe 6.1.
- Étape 5 : Enfin, la présence du remplissage, agissant sur la dissipation d'énergie et la force résiduelle existante pour un déplacement nul, est modélisée par un élément elasto-plastique supplémentaire.

Cette modélisation détaillée permet finalement de prédire la réponse quasi-statique de la cellule, obtenue expérimentalement, dont les connexions sont conçues à partir de 6 pointes.

Ensuite, dans le but de prédire la réponse du mur de contreventement à l'échelle 3 et de la maison à l'échelle 4, dont l'ossature est liée par des assemblages de type-1 constitués de 8 clous, le comportement de la cellule élémentaire est prédit sans opération supplémentaire (compte tenu du fait que tous les mécanismes ont été identifiés séparément) à partir du comportement expérimental en traction et en cisaillement des connexions, obtenu à l'échelle 1. Sa réponse à un chargement monotone et oligocyclique sert de base pour calibrer un macro-élément non linéaire permettant de simuler le comportement de la cellule de manière globale et ainsi de prédire la réponse des structures aux échelles supérieures.

6.2.1 Modélisation détaillée de la cellule élémentaire à partir des lois de comportement des assemblages

Cette modélisation détaillée va permettre d'isoler la réponse des différents mécanismes provenant du comportement intrinsèque (nombre de clou dans une liaison, effet du remplissage, effet de la raideur du bois, etc...) de la cellule mais aussi des biais expérimentaux. Ceci permettra de retrancher les effets de ces biais, mais également d'adapter la modélisation de la cellule en fonction du nombre de clous dans les assemblages. Les différents mécanismes sont mis en évidence dans les étapes de modélisations 1 à 5 ci-dessous.

Étape 1 : comportement de la cellule sans remplissage avec prise en compte d'une loi uniquement verticale pour les assemblages

Dans une première approche, l'hypothèse selon laquelle toute la dissipation d'énergie provient du comportement en traction des feuillards a été faite. Cette conjecture revient à considérer que le cadre se déforme selon un mouvement de corps rigide parfait et ainsi revient à considérer que les déplacements latéraux dans ces assemblages sont nuls. La modélisation réalisée est présentée dans la figure 6.14. Les nœuds et leur numéro sont annotés par la lettre « n » suivie du nombre. Pour les éléments, la lettre « e » est utilisée. Par exemple, le nœud 4 sera noté « n4 » et l'élément 3 « e3 ». Juxtaposé au maillage, un aperçu des lois de comportement utilisées pour chaque élément est disponible. Ainsi, celle des éléments barres (élément ne travaillant qu'en traction ou compression) e1, e2 et e3 est linéaire élastique et définie avec un module d'Young de 9000 N/mm^2 . Cette valeur correspond à la raideur moyenne en compression du bois fournie par l'Eurocode 5 (EN 1995-1-1 [50]) pour une classe mécanique C18. La loi associée aux éléments e4 et e5 doit être représentative du comportement des diagonales de la croix de Saint-André. Ces dernières, étant simplement fixées par deux pointes lardées dans le cadre de la cellule, ont une résistance en traction très limitée qui sera négligée dans le modèle. Ainsi e4 et e5 sont associés à des barres dont le comportement est unilatéral avec une raideur en compression égale à celle du bois et une raideur en traction négligeable prise égale à 1 N/m . Les feuillards sont modélisés par les éléments e6 et e7 dont le comportement hystérétique selon x (e6-x et e7-x) et y (e6-y et e7-y) est décrit par le modèle de Humbert calibré à partir des résultats expérimentaux sur assemblages (cf. chapitre 5). Les liaisons glissières représentées entre ces deux éléments et le bâti font référence à leur degré de liberté horizontal bloqué afin de ne prendre en compte que leur résistance en traction.

Dans les premières étapes de la modélisation de la cellule, seule une analyse à partir d'essais monotones est réalisée. L'objectif est, dans un premier temps, de pouvoir prédire du mieux possible la résistance maximale F_{max} , le déplacement correspondant d_{max} , la raideur initiale K_0 et l'adoucissement de la courbe.

Le déplacement est imposé au nœud 3 avec une valeur maximale de 80 mm.

Le résultat obtenu est illustré par la figure 6.15(a) et sa déformée finale est tracée dans la figure 6.15(b). Il peut être constaté que le mouvement de corps rigide décrit par la cellule entraîne un soulèvement du poteau égal au déplacement imposé en tête. Ainsi le comportement global obtenu correspond directement à la loi en traction du feuillard. F_{max} et d_{max} sont donc

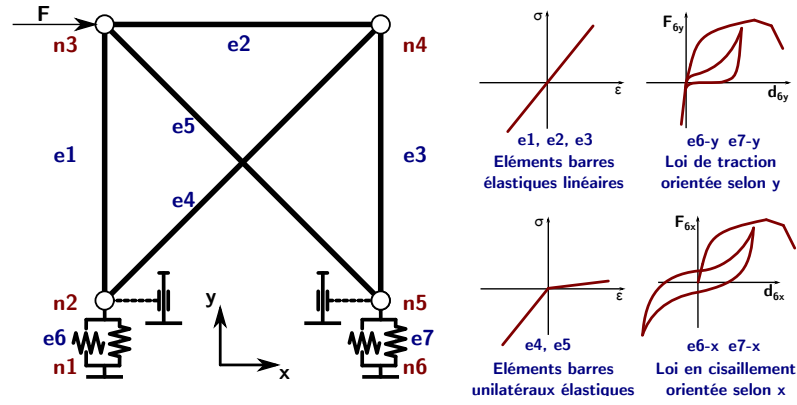
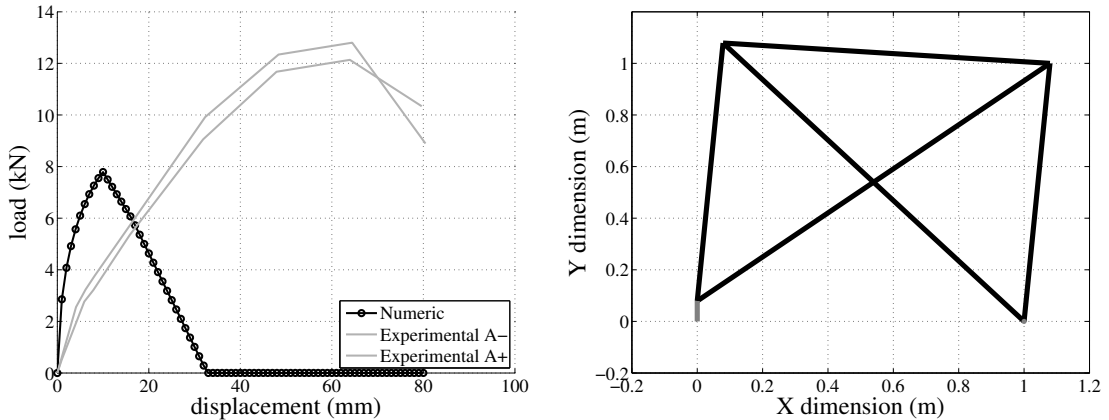


FIGURE 6.14 – Étape 1 - Modélisation plane de la cellule avec blocage des *ddl* des nœuds 2 et 5 correspondant au déplacement selon *x*

trop faibles et la raideur initiale surestimée. Ces résultats sont cohérents puisque dans le paragraphe 6.1, nous avons pu constater que les déformations latérales des assemblages étaient du même ordre de grandeur que les déformations verticales. En revanche, on peut constater que l'adoucissement de la courbe est assez proche de celui d'une des courbes enveloppes expérimentales. Cela permet de faire l'hypothèse que le comportement Force-Déplacement du cadre pourrait atteindre sa valeur maximale en même temps que celle du comportement en traction de la connexion. Ensuite, le comportement de la cellule adopterait celui de la réponse post-pic de l'assemblage.



(a) Réactions horizontales en fonction du déplacement en tête

(b) Déformée

FIGURE 6.15 – Résultats de la modélisation de l'étape 1

L'étape suivante consiste à libérer les *ddl* horizontaux bloqués des éléments e6 et e7.

Étape 2 : prise en compte du comportement latéral des assemblages

La modélisation réalisée est présentée dans la figure 6.16. Il peut être constaté que la seule différence par rapport à la modélisation de l'étape 1 (figure 6.14) est la suppression du blocage des *ddl* représentés par les liaisons glissières. Ainsi la loi en cisaillement des connexions va pouvoir être sollicitée.

Les résultats obtenus sont illustrés par la figure 6.17(a) et sa déformée finale est tracée dans la figure 6.17(b). De plus, afin d'appréhender la part du cisaillement et celle de la traction sur le résultat global, l'évolution des efforts dans l'élément 6 est visible dans la figure 6.17(c) et celle des efforts dans l'élément 7 est tracée dans la figure 6.17(d).

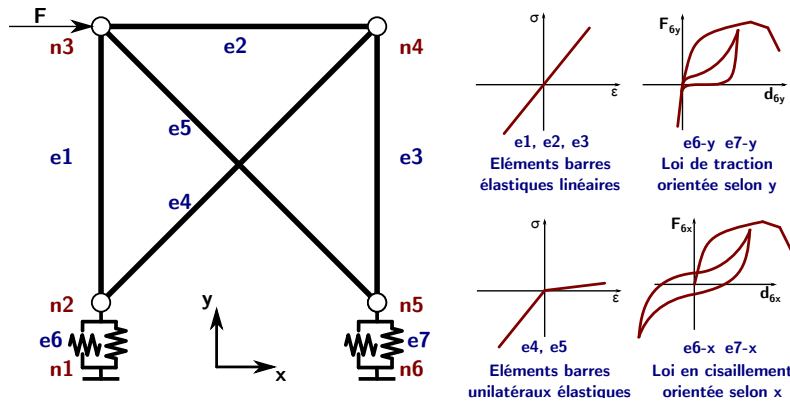


FIGURE 6.16 – Étape 2 - Modélisation de la cellule – Par rapport à l'étape 1, les ddl horizontaux des nœuds 2 et 5 sont relâchés

La figure 6.17(c) indique qu'entre les nœuds 1 et 2 (assemblage gauche de la cellule), l'assemblage est sollicité en traction (déplacement vertical) mais pas en cisaillement (déplacement horizontal). Cela s'explique par la très faible raideur de la diagonale qui ne permet pas de transmettre les efforts horizontaux dans la connexion.

La figure 6.17(d) indique qu'entre les nœuds 6 et 5 (assemblage droit de la cellule), l'assemblage est sollicité en cisaillement (déplacement horizontal) et que le poteau entre en compression contre la lisse basse (raideur importante relative au déplacement vertical).

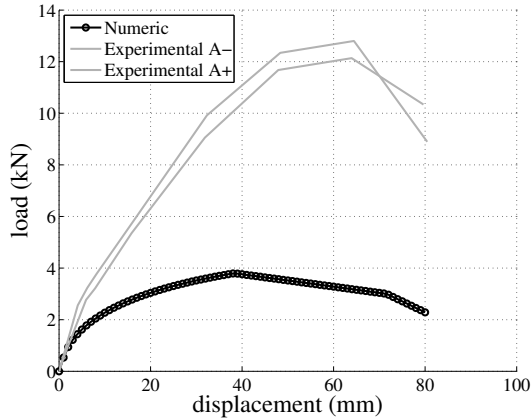
La figure 6.17(a) permet de constater que dans cette nouvelle configuration, le comportement en cisaillement des assemblages est prépondérant sur la réponse globale. Cela s'explique par sa raideur initiale ($K_0 = 0,61 \text{ kN/mm}$) beaucoup plus faible que celle du comportement en traction ($K_0 = 10 \text{ kN/mm}$). F_{max} et d_{max} sont donc sous-estimés. En revanche, les raideurs moyennes des courbes enveloppes valent $K_{0,-} = 0,53 \text{ kN/mm}$ et $K_{0,+} = 0,62 \text{ kN/mm}$ et sont donc quasiment égales à celle de la loi en cisaillement des feuillards. Cela permet d'affirmer que la raideur initiale de la cellule élémentaire est gouvernée par cette dernière. Enfin, un lien similaire à celui observé dans l'étape 1 peut être souligné entre l'adoucissement du comportement des assemblages et celui de la deuxième courbe enveloppe permettant d'en tirer la même conclusion.

Cette étape a permis de mettre en lumière les similarités existantes entre la réponse globale et celle des assemblages sollicités en cisaillement. Elle permet également de conclure sur le manque de représentativité de la réponse réelle de la structure dépeint par les résultats de la modélisation actuelle. L'étape suivante consiste à modéliser les phénomènes provenant de l'interaction cellule/« mini-mur » (biais expérimentaux pouvant influencer les résultats).

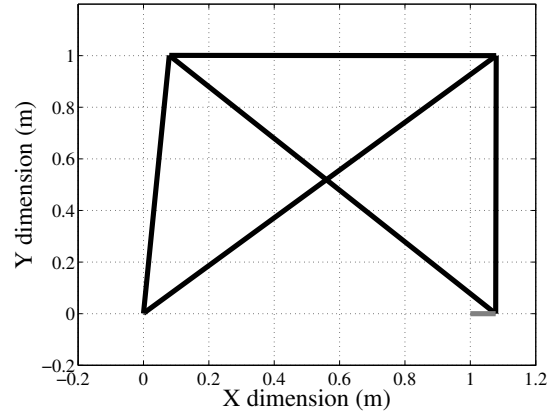
Étape 3 : prise en compte des phénomènes dissipatifs propres au « mini-mur » (biais expérimentaux)

La modélisation réalisée est présentée dans la figure 6.18. Par rapport à l'étape précédente, deux éléments supplémentaires, relatifs aux biais expérimentaux de la machine d'essai, ont été ajoutés.

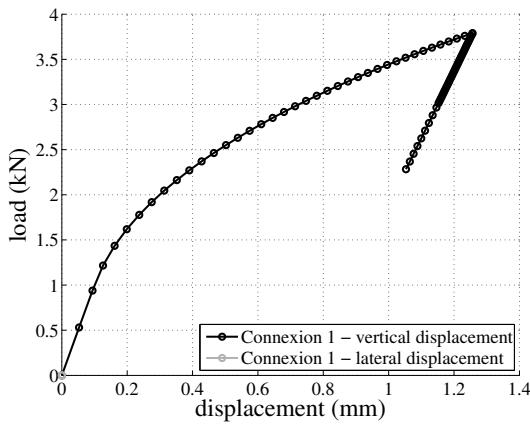
Le premier, e8, représente le contact existant entre le rouleau de la machine qui permet de transmettre le chargement et la plaque métallique, vissée sur la cellule, qui sert d'interface pour répartir ce dernier dans la structure. Comme expliqué dans le paragraphe 6.1, un deuxième rouleau, dont la position latérale est réglable, permet de brider le cadre afin de lui appliquer le plus fidèlement possible le protocole de chargement utilisé en évitant l'apparition de jeu qui perturberait la qualité des résultats. La mesure de l'effort engendré par le serrage a indiqué une valeur de 4,5 kN. Cette précontrainte, ajoutée à la force en tête de la structure augmentant pendant l'essai, engendre un frottement de Coulomb (avec un effort tangentiel vertical) au niveau du contact rouleau/plaque. L'ajout de l'élément 8 a ainsi pour objectif de représenter ce



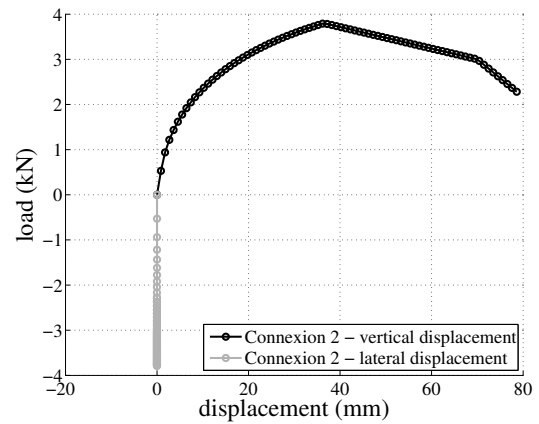
(a) Réactions horizontales en fonction du déplacement en tête



(b) Déformée



(c) Comportements Force-Déplacement selon x et y de la connexion e6



(d) Comportements Force-Déplacement selon x et y de la connexion e7

FIGURE 6.17 – Résultats de la modélisation de l'étape 2

phénomène. Il possède une raideur de contact égale à la plus faible des matériaux composant les surfaces en relation. Dans notre cas, cette grandeur, représentant la raideur du bois, est prise égale à 40 kN/mm. Le coefficient de frottement μ retenu, représentatif d'un contact entre deux surfaces métalliques non lubrifiées, est égal à 0,2.

L'ajout du second élément, e9, modélisé par un patin élastoplastique parfait, vise à reproduire le frottement existant pour un essai à vide (sans corps d'épreuve) lorsque le vérin du « mini-mur » met en mouvement l'ensemble de la chaîne cinématique du montage (fig. 6.1(b) sans le cadre). L'écart des deux paliers a été mesuré à 650 N. La raideur initiale est prise égale à 10 kN/mm afin d'être cohérente avec l'ordre de grandeur des autres valeurs élevées de raideur du modèle.

Les résultats sont présentés dans la figure 6.19 sous la même forme que ceux de l'étape 2. On remarque tout d'abord que les effets de ces modifications ne sont pas substantiels. En effet, la réponse globale obtenue semble inchangée. La raideur initiale a été modifiée et vaut maintenant 1,4 kN/mm ce qui s'éloigne de la réalité. Par ailleurs, le frottement engendré au niveau de l'interface rouleau/plaque a diminué l'effort de traction dans l'assemblage (fig. 6.19(c)). Cette étape, dont l'apport cognitif est faible a priori, est en fait indispensable pour la réalisation de l'étape 4 dans laquelle ces phénomènes jouent un rôle prépondérant sur le comportement de la cellule élémentaire.

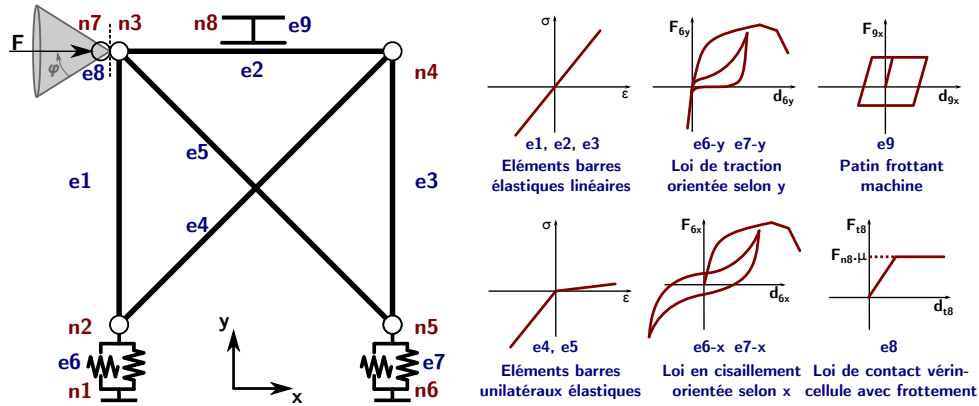
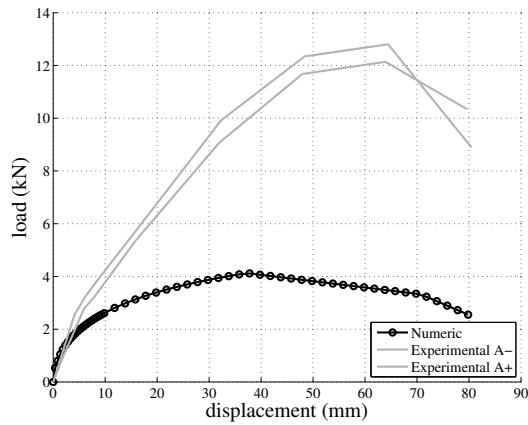
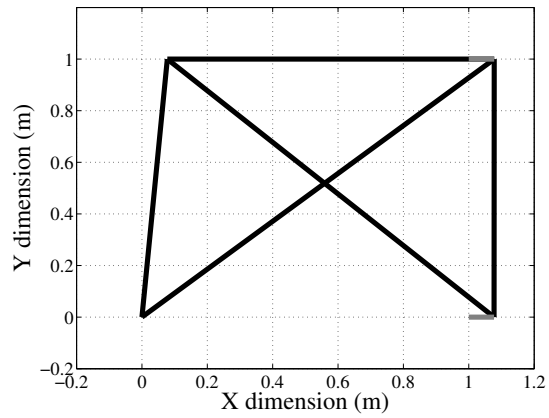


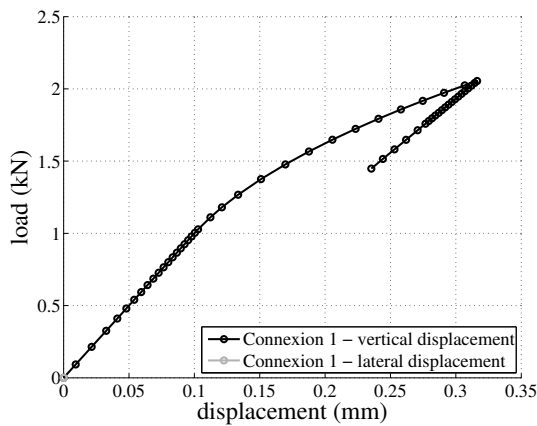
FIGURE 6.18 – Étape 3 - Modélisation de la cellule – Par rapport à l'étape 2, les éléments e8 et e9 ont été ajoutés afin de prendre en compte les sources dissipatives d'énergie du « mini-mur »



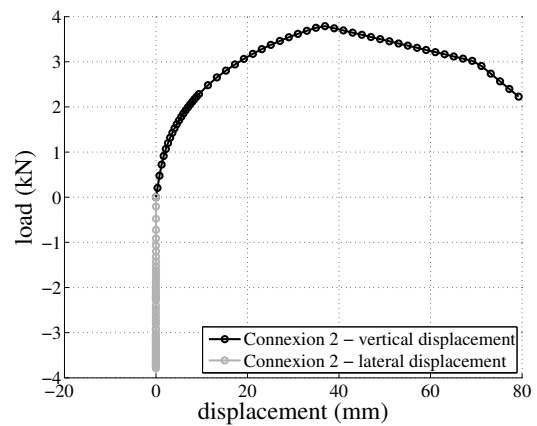
(a) Réactions horizontales en fonction du déplacement en tête



(b) Déformée



(c) Comportements Force-Déplacement selon x et y de la connexion e6



(d) Comportements Force-Déplacement selon x et y de la connexion e7

FIGURE 6.19 – Résultats de la modélisation de l'étape 3

Étape 4 : prise en compte d'une résistance latérale supplémentaire

Cette étape est cruciale pour la mise au point du modèle. Elle aborde un phénomène qui apparaît naturellement durant les essais expérimentaux, permettant d'apporter une résistance et une dissipation d'énergie raisonnables mais qui, numériquement, est complexe à reproduire. Il

s'agit de la combinaison du comportement en cisaillement et en traction des assemblages durant le chargement, clairement décrite dans le paragraphe 6.1 (fig. 6.10). En effet, pour chacune des étapes précédentes, seule l'une de ces deux réponses a pu être activée.

Pour que leur association soit possible, un phénomène agissant sur la résistance latérale doit exister afin que la cellule ne se déforme pas horizontalement jusqu'à la rupture en cisaillement des connexions (cf. étapes 2 et 3). Le frottement de l'extrémité des diagonales sur le cadre semblait être une piste intéressante. Cependant, la modélisation d'un contact avec frottement ne permet pas de générer une résistance latérale suffisamment importante pour solliciter pleinement le comportement dans les deux directions des assemblages. Des éléments, représentés par e10 et e11 sur la figure 6.20, dont le comportement élasto-plastique s'inspire de celui décrit par un mouvement latéral frottant, ont été calibrés de manière à ce que les déplacements vertical et horizontal finaux, respectivement du nœud 2/1 et du nœud 5/6, coïncident avec les valeurs finales expérimentales.

Pour ce faire, le seul paramètre à déterminer est la raideur de l'élément, définie comme le rapport entre la résistance maximale en traction de l'assemblage obtenue expérimentalement et un déplacement limite qui reste à déterminer (équ. 6.1). Ce choix provient de la considération selon laquelle la perte de résistance globale proviendrait de la rupture en traction d'une des connexions, ce qui s'est à chaque fois vérifié expérimentalement.

$$K_g = \frac{F_{max}}{d_g} \quad (6.1)$$

Pour un assemblage comportant 6 clous, la résistance maximale mesurée vaut $F_{max} = 7,80$ kN (cf. chapitre 5). d_g est obtenu à partir des résultats expérimentaux pour lesquels les déplacements, vertical et horizontal, des connexions ont été mesurés. Les figures 6.21(a) et 6.21(b) en présentent les courbes enveloppes obtenues pour l'essai cyclique 1 sur cellule élémentaire contreventée avec remplissage en pierre, particulièrement représentatif de la combinaison des comportements verticaux et horizontaux. En faisant varier d_g dans les données de la modélisation, il est possible d'agir sur la raideur latérale de la cellule élémentaire (fig. 6.21(d)) et ainsi de pouvoir pondérer l'impact de la réponse en cisaillement (fig. 6.21(b)) ou en traction (fig. 6.21(a)) des assemblages. La valeur de $d_g = 56$ mm (représenté par les courbes bleues dans la figure 6.21) permet d'obtenir une combinaison réaliste des ces réponses, avec un rapport du déplacement maximal en traction sur celui en cisaillement égale à $R_g = d_{max, trac}/d_{max, cis} = 26,14/53,45 = 0,49$, et ainsi de prédire un comportement global de la cellule pertinent comme l'illustre la figure 6.21(d). Ce rapport, arrondi à 0,5, sera gardé pour modéliser le comportement de cellule élémentaire dont les connexions seraient élaborées avec un nombre différent de clous. Cela permet également de ne plus nécessiter de résultats expérimentaux pour la détermination de d_g .

Prenant en considération ces observations, les résultats obtenus par la modélisation sont présentés dans la figure 6.22. On constate bien la résistance maximale est dépassée pour la réponse des assemblages dans les deux directions.

Afin d'obtenir la réponse de la cellule élémentaire indépendamment des phénomènes dissipatifs propres au « mini-mur » et afin de souligner l'importance de l'étape 3, la figure 6.23 illustre les résultats obtenus par le modèle qui ne les prend pas en compte. On remarque que la réponse calculée possède une résistance et une ductilité significativement inférieure. Cela s'explique par le fait que le frottement entre le rouleau et la plaque métallique permet, comme cela a été remarqué dans l'étape 3, de diminuer les efforts verticaux dans la connexion. Cette configuration sera retenue pour calibrer le réponse du macro-élément présenté dans le paragraphe 6.2.2.

Étape 5 : prise en compte du remplissage

Afin d'affiner le comportement prédit par la modélisation, il est intéressant d'analyser la réponse obtenue pour un chargement oligocyclique (fig. 6.23(b)). Le seul paramètre sur lequel il est possible d'intervenir sans modifier le raisonnement de cette approche est l'effort résiduel

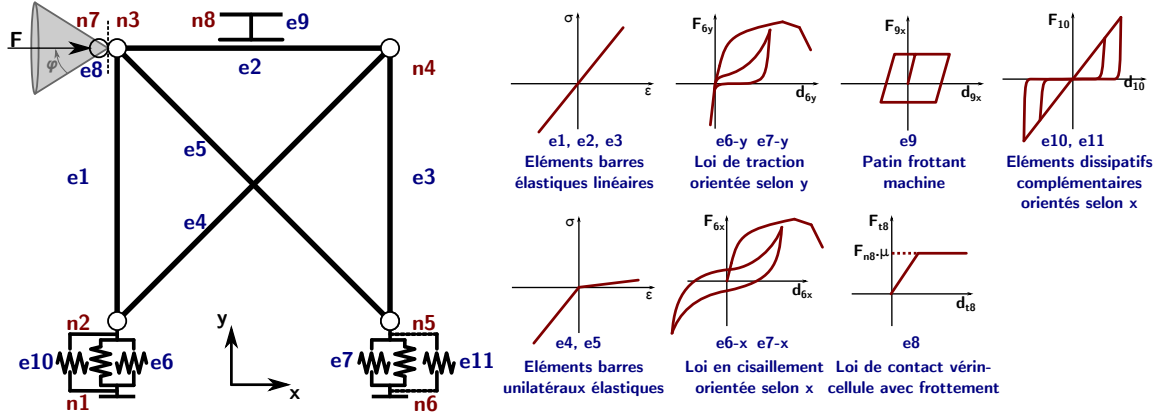


FIGURE 6.20 – Étape 4 - Modélisation de la cellule – Par rapport à l'étape 3, les éléments e10 et e11 ont été ajoutés permettant de prendre en compte une résistance latérale plus importante

existant pour un déplacement nul qui sera noté F_{r0} . En effet, il a été montré dans le paragraphe 6.1 que le remplissage avait une influence sur la raideur initiale ainsi que sur ce paramètre. Un élément permettant de représenter le comportement élastoplastique du remplissage est ajouté (cf. fig. 6.24), distinct de celui qui modélisait le frottement à vide de la machine et qui a été retiré. À partir des données expérimentales, et après avoir pris soin d'enlever l'effort résiduel dû au frottement à vide du « mini-mur », la force résiduelle est prise à $F_{r0} = \pm 1,8$ kN.

Ce paragraphe a décrit la démarche utilisée pour définir le modèle détaillé qui permet la prédiction du comportement de la cellule élémentaire contreventée avec remplissage. Son résultat va servir de base dans la partie suivante pour la création d'un modèle simplifié appelé « macro-élément ».

6.2.2 Macro-élément

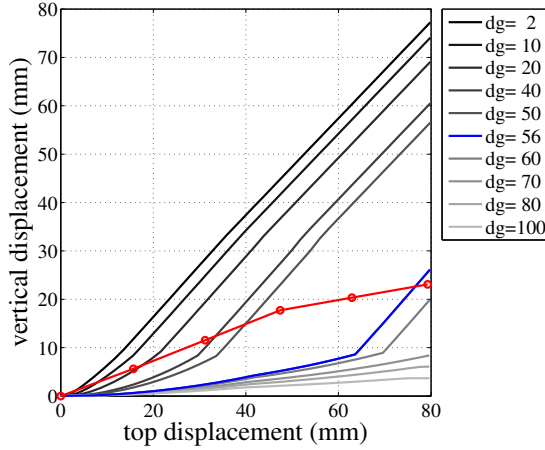
Comme cela a été décrit dans le paragraphe 2.3, différents modèles simplifiés de structure ont été proposés (Ahmad *et al.* [2], Boudaud [12], Ceccotti et Sandhaas [21], Kouris et Kappos [96] et Meireles *et al.* [110]). Tous s'appliquent à l'échelle du mur et sont basés sur le même principe qui consiste à localiser la plastification dans des éléments. L'utilisation de telles méthodes permet de réduire considérablement le temps de calcul.

À partir du même type d'approche, un macro-élément, présenté dans la figure 6.26, a été développé pour modéliser le comportement de la cellule élémentaire.

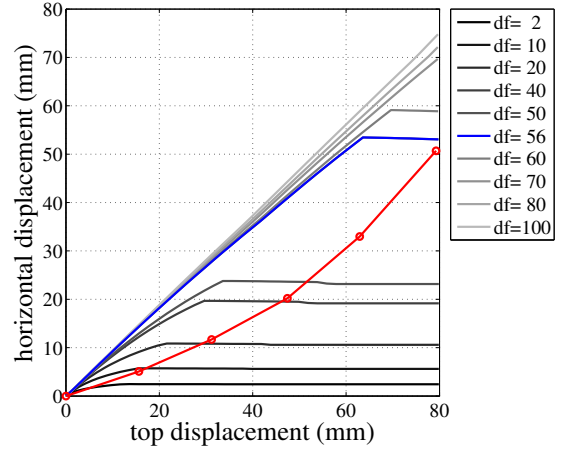
Il se compose de 4 nœuds (n1-n4) reliés par 4 barres rigides (e1-e4) qui forment un cadre aux dimensions identiques au modèle détaillé. Ce système est articulé et se déforme en parallélogramme. Le modèle possède donc un seul degré de liberté (*ddl*) et son comportement est défini par un élément à deux nœuds, assimilable à un ressort. Sa raideur $k(t)$ est définie par la loi hystérétique de Humbert et ses paramètres sont calibrés sur les résultats du modèle EF détaillé de la cellule. Le modèle simplifié reproduit ainsi le comportement global du modèle détaillé, qui lui, modélise l'ensemble des phénomènes locaux.

6.2.3 Calage

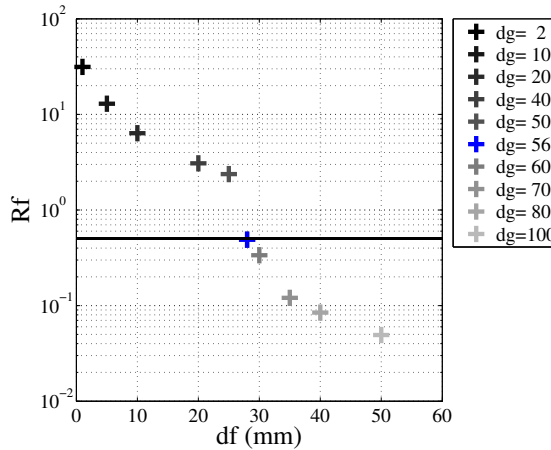
La campagne expérimentale sur la cellule élémentaire a été réalisée à partir d'assemblages de type-1 comportant chacun six clous (cf. chapitre 5). Cependant, à l'échelle 3 du mur, les feuillards sont fixés dans les poteaux par huit clous. Il est donc nécessaire, pour calibrer la réponse du macro-élément utilisé pour la modélisation du mur de contreventement, d'appliquer une nouvelle fois l'étape 4, en remplaçant les lois d'assemblages à 6 clous par des lois d'assemblages à 8 clous. Les calages ainsi réalisés sont présentés dans l'annexe B. Il est également nécessaire de recalculer



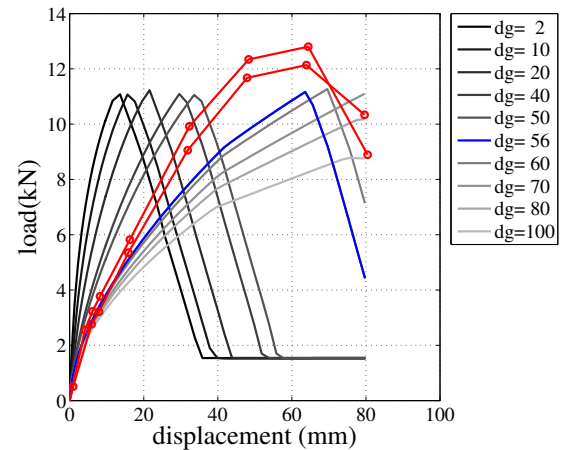
(a) Comparaison des résultats expérimentaux et numériques – Expérimental (courbe enveloppe rouge) : déplacements verticaux de la connexion gauche (lvdt vertical gauche) en fonction du déplacement en tête (lvdt de pilotage) – Numérique : déplacement vertical du nœud 2 en fonction du déplacement horizontal au niveau du nœud 3



(b) Comparaison des résultats expérimentaux et numériques – Expérimental (courbe enveloppe rouge) : déplacements latéraux de la connexion droite (lvdt horizontal droit) en fonction du déplacement en tête (lvdt de pilotage) – Numérique : déplacement horizontal du nœud 5 en fonction du déplacement horizontal au niveau du nœud 3



(c) Détermination du juste rapport R_g entre déplacement maximal dans la direction verticale et déplacement maximal dans la direction horizontale

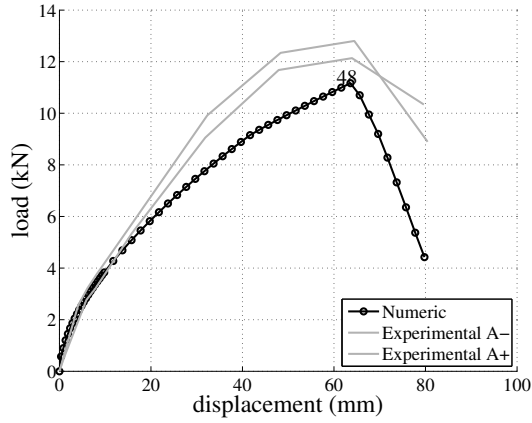


(d) Comparaison des résultats expérimentaux et numériques du comportement global de la cellule élémentaire

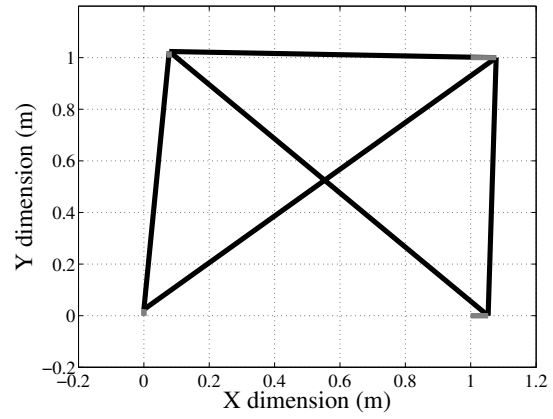
FIGURE 6.21 – Étude paramétrique du déplacement d'« équilibre » d_g

la raideur des éléments latéraux e9 et e10 (cf. fig. 6.24). Pour ce faire, F_{max} est prise égale à la résistance maximale en traction de l'assemblage à huit clous, soit $F_{max} = 10,2$ kN. R_g est retenu afin de conserver le même rapport que celui déterminé précédemment, soit $R_g = 0,5$. À partir de cette condition, il est possible de faire varier d_g jusqu'à obtenir la valeur adéquate. La figure 6.27 présente la variation de R_g en fonction de d_g . L'échelle logarithmique illustre la sensibilité de ce paramètre et donc la difficulté de représenter un tel phénomène numériquement. $d_g = 26,5$ mm permet de respecter le rapport R_g désiré.

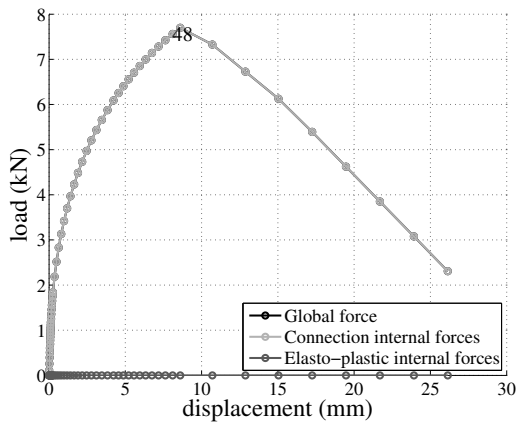
Ainsi, le comportement de la cellule élémentaire réalisée à partir d'assemblage à huit clous peut être prédit. Les paramètres de la loi de comportement du modèle simplifié sont calibrés en suivant la procédure de calage direct (cf. chapitre 5) et sont donnés dans l'annexe B. Les calages sont effectués sur les résultats du modèle détaillé en quasi-statique (monotone et cyclique). Il n'y a pas lieu de préciser les paramètres par une approche de calage moyen ou probabiliste, car le modèle détaillé est déterministe.



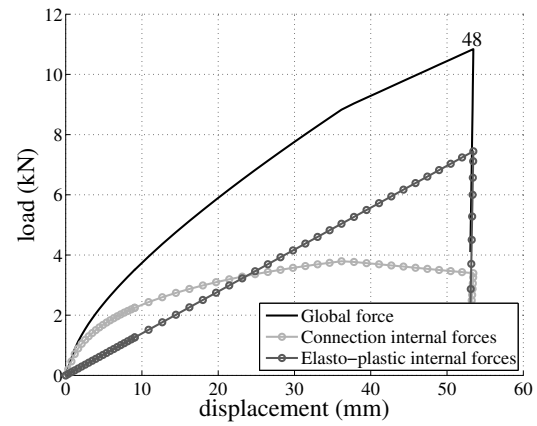
(a) Réactions horizontales en fonction du déplacement en tête



(b) Déformée

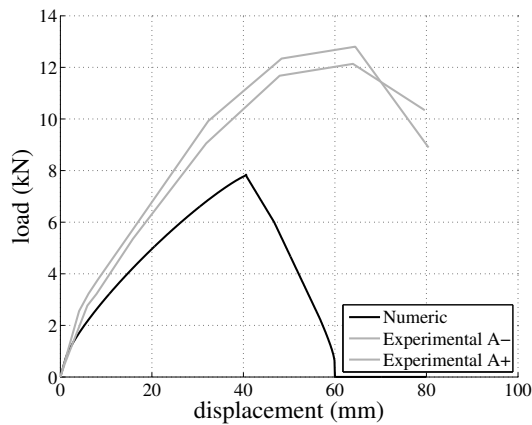


(c) Comportements Force-Déplacement selon x et y de la connexion e6

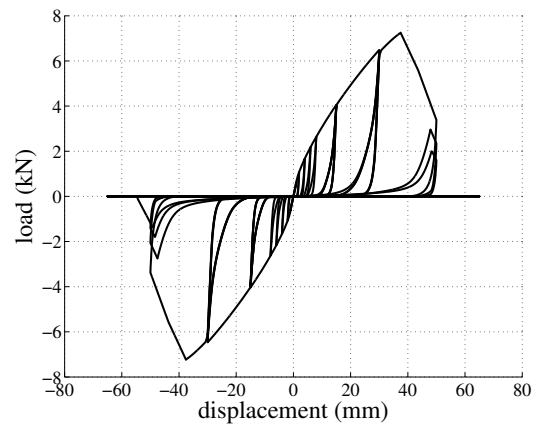


(d) Comportements Force-Déplacement selon x et y de la connexion e7

FIGURE 6.22 – Résultats de la modélisation de l'étape 4



(a) Chargement monotone



(b) Chargement cyclique

FIGURE 6.23 – Réactions horizontales en fonction du déplacement en tête obtenues pour un chargement monotone et oligocyclique – Résultats de la modélisation de l'étape 4 sans la prise en compte des sources dissipatives d'énergie du « mini-mur »

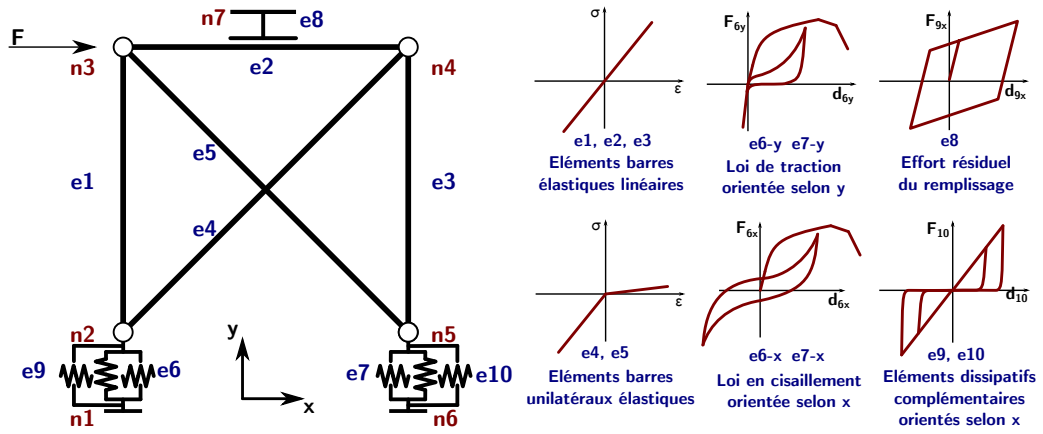


FIGURE 6.24 – Étape 5 - Modélisation de la cellule – Par rapport à l'étape 4, l'élément e8 est ajouté pour modéliser l'effort résiduel dû à l'ajout de remplissage dans l'ossature

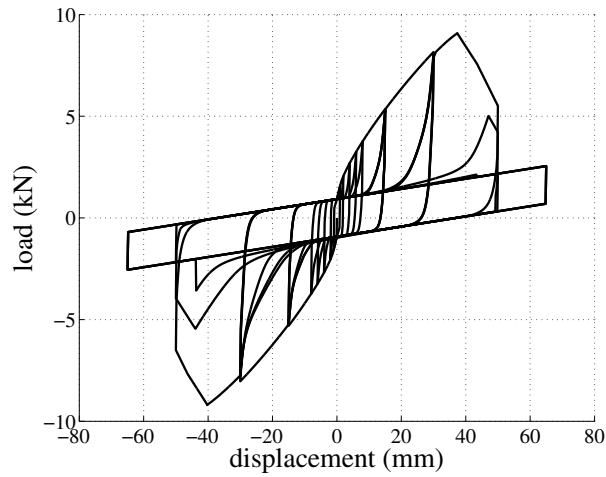


FIGURE 6.25 – Résultat du modèle avec la prise en compte du remplissage (6 clous par connexion)

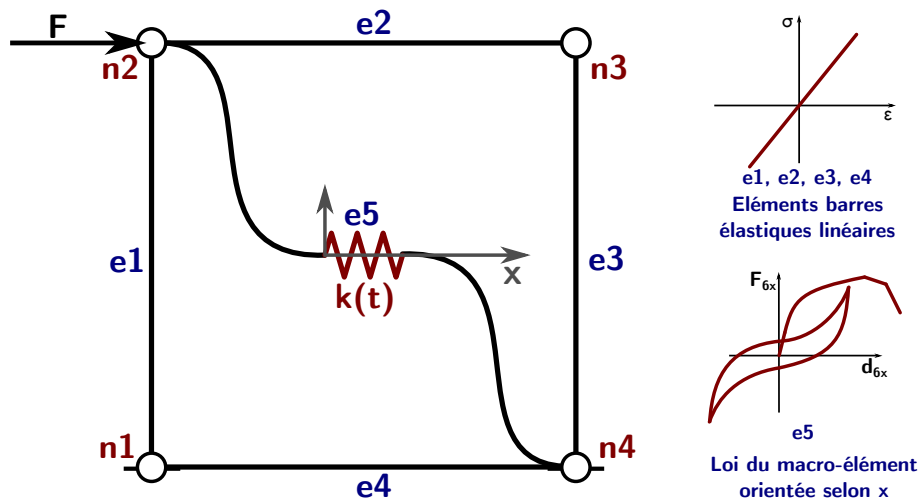


FIGURE 6.26 – Macro-élément

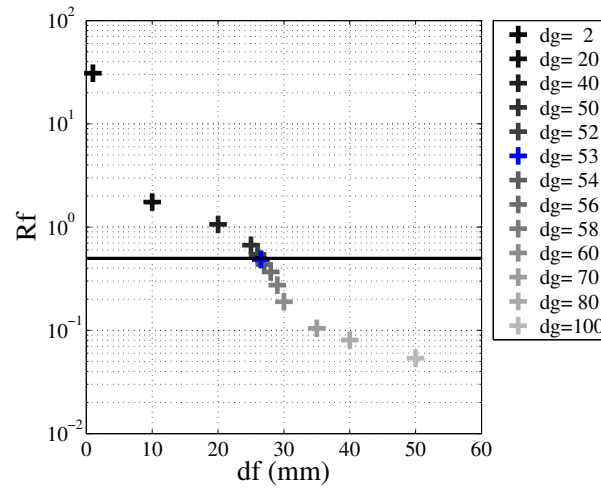


FIGURE 6.27 – Détermination du rapport R_g pour une cellule élémentaire comportant des assemblages à 4 clous

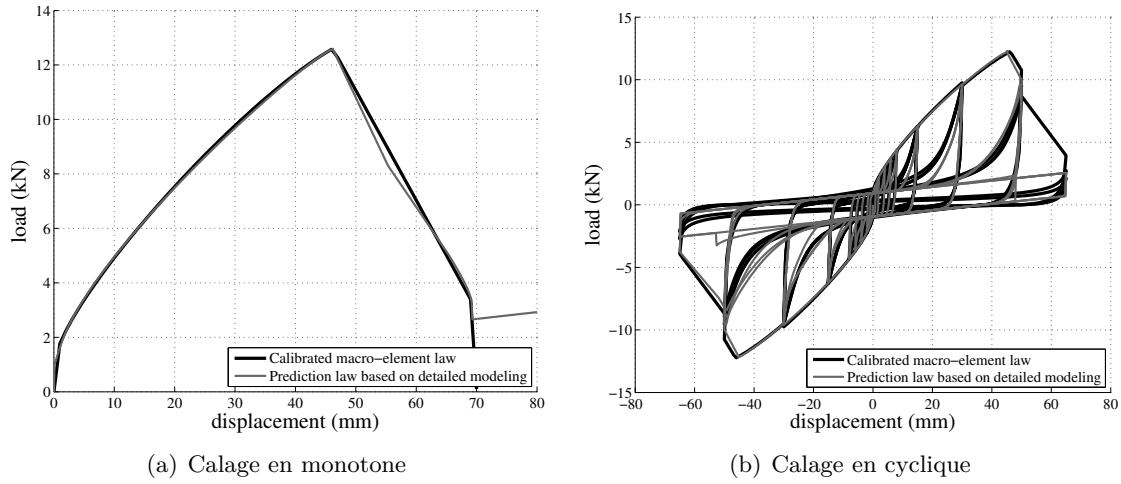


FIGURE 6.28 – Calage de la loi du macro-élément sur la réponse prédite par le modèle détaillé comportant des assemblages à 8 clous

6.2.4 Résumé

Pour résumer le travail numérique réalisé à l'échelle 2, voici un rappel des différentes étapes suivies :

Étape 1 : elle consiste à ne prendre en compte que le comportement en traction des assemblages de type-1.

Étape 2 : elle a pour but d'ajouter le comportement en cisaillement des connexions du même type.

Étape 3 : elle consiste à ajouter les phénomènes dissipatifs issus du fonctionnement du « mini-mur » et de son interaction avec la cellule élémentaire.

Étape 4 : elle s'attache à souligner l'existence d'une résistance latérale définie à partir du rapport entre les déplacements verticaux et latéraux. Les résultats des essais expérimentaux ont permis de fixer ce rapport à $R_g = 0,5$.

Étape 5 : elle consiste à ajouter un élément élastoplastique afin de représenter l'influence du remplissage sur le cadre contreventée (effort résiduel à déplacement nul). Ce ressort non-

linéaire est calibré à partir des résultats expérimentaux et ne modifie pas la logique des étapes précédentes.

À partir de cette démarche il est possible de prédire la loi de comportement de la cellule élémentaire à partir des seuls résultats expérimentaux réalisés à l'échelle 1. Ainsi la loi de comportement du macro-élément, représentatif d'un cadre contreventé assemblé par des assemblages de type-1 comprenant 8 clous, avec remplissage en maçonnerie de pierre, a été calée à partir des résultats prédictifs de la modélisation détaillée. Ces résultats permettront de pouvoir évaluer la réponse de ce même type de structure à l'échelle du mur.

6.3 Conclusion

Ce chapitre a présenté le travail conduit à l'échelle 2 couplant études expérimentale et numérique. Dans la partie expérimentale, un prototype de machine de test, appelé « mini-mur », est décrit. La comparaison des résultats expérimentaux et numériques permet d'identifier les sources de dissipation d'énergie pouvant influencer la réponse globale mesurée durant les essais. Les corps d'épreuve et les résultats de la campagne sont ensuite décrits précisément, permettant de souligner l'influence des assemblages, du remplissage et des contreventements sur la structure. Des grandeurs, telles que le *drift*, l'énergie dissipée accumulée, le coefficient d'amortissement visqueux équivalent, l'évolution de la raideur sécante et la ductilité sont calculées afin d'apprécier les performances sismiques de ces structures. À cette échelle, peu d'études expérimentales, permettant une analyse comparative, existent.

Basée sur les résultats de ces essais, une modélisation détaillée de la cellule est mise au point selon des étapes précises permettant la prise en compte progressive des phénomènes dissipatifs provenant du comportement de la cellule mais aussi des biais expérimentaux. Cette approche souligne la difficulté d'une telle modélisation, en apparence pourtant simple, et conduit au développement d'un macro-élément dont le comportement est prédit et calibré à partir du modèle détaillé. Ce modèle EF simplifié permettra par la suite de prédire la réponse de la structure aux échelles 3 et 4.

Chapitre 7

Échelle 3 : mur

Ce chapitre s'attache à décrire la campagne expérimentale menée à l'échelle du mur de contreventement puis, la modélisation simplifiée, basée sur l'assemblage de macro-éléments (cf. chapitre 6) permettant la prédiction du comportement de la structure à l'échelle 3.

Les objectifs de la partie expérimentale à cette échelle sont multiples :

- Appréhender le comportement d'une ossature bois contreventée par croix de Saint-André, avec un remplissage en maçonnerie de pierre ou sans remplissage. Par rapport à l'échelle 2, il est possible de souligner l'importance du rôle de deux paramètres sur le comportement global de la structure :
 - L'assemblage de type-2 (fig. 7.3(a) et chapitre 4).
 - Le remplissage, dont l'impact sur la réponse du mur est différente.
- Compléter l'analyse sismique des ossatures bois avec remplissage en apportant des éléments de réponse supplémentaires et souligner l'importance de poursuivre l'étude de ce type de structure.
- Apporter une base de données pour la validation de l'étude numérique présentée dans le paragraphe 7.2.

Le modèle EF simplifié est ensuite décrit. L'évaluation de sa prédiction de la réponse de la structure est réalisée à partir de plusieurs paramètres tels que la résistance maximale, la raideur initiale, l'énergie dissipée, le coefficient d'amortissement visqueux et la ductilité.

7.1 Essais expérimentaux

La description de la campagne expérimentale est organisée de la manière suivante :

- Tout d'abord, les corps d'épreuve testés et le « mur de réaction » servant à la réalisation de ces essais sont présentés.
- Puis leurs résultats sont décrits et analysés grâce aux mêmes outils que ceux utilisés pour l'évaluation des performances sismiques de la cellule élémentaire (ductilité, EVDR, *Drift*, etc., cf. chapitre 6).

7.1.1 Description des essais

La campagne expérimentale a été réalisée au laboratoire de tests mécaniques du CNR IVALSA de Trento (Italie) disposant d'un portique, dont le principe est le même qu'un mur de réaction, permettant la réalisation d'essai quasi-statique à l'échelle d'un mur complet. Sa présentation fait l'objet du paragraphe 7.1.1.1. Ensuite, le contenu de la campagne expérimentale, les moyens de mesure ainsi que le protocole de chargement utilisés sont décrits.

7.1.1.1 Montage expérimental

Cette machine de test, dont les dimensions et l'aperçu général sont visibles dans la figure 7.1, sert couramment pour la réalisation de tests sur des ossatures bois modernes telles que les murs X-Lam (cf. Ceccotti et Sandhaas [21]). Les spécimens sont ancrés sur une traverse métallique solidaire de la dalle. Concernant notre étude, la lisse basse du mur est bridée sur toute sa longueur par quatre cornières boulonnées à cette traverse et aux extrémités à l'aide d'une plaque métallique épaisse fixée au bâti (fig. 7.2(b)).

Un dispositif anti-déversement (fig. 7.1(b)), composé de deux poutres surmontées de roulettes, permet de maintenir le corps d'épreuve testé dans son plan, avec un frottement négligeable. Le vérin (MTS® 247.31) peut appliquer une charge maximale de 250 kN et possède une course de 1 m. Rotulé à sa base qui est fixée au bâti, il peut transmettre la sollicitation sans imposer de moment résiduel dans le mur. Son autre extrémité est liée à une poutre métallique, bridée sur le mur, permettant la transmission des efforts horizontaux du vérin (fig. 7.2(a)). Sur cette dernière, il est possible d'appliquer un chargement vertical qui peut être réparti en quatre points d'application.

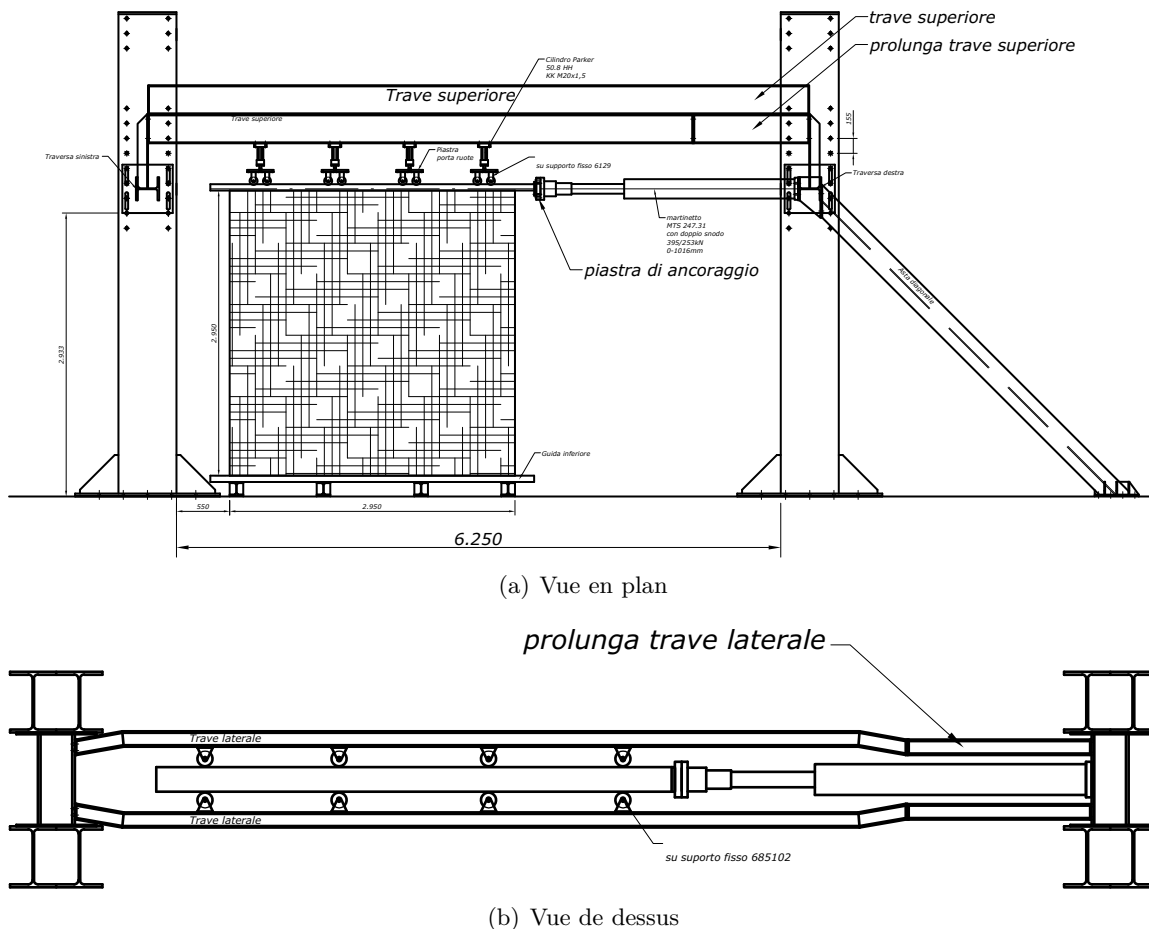


FIGURE 7.1 – Portique d'essai du CNR-Ivalsa (Italie)

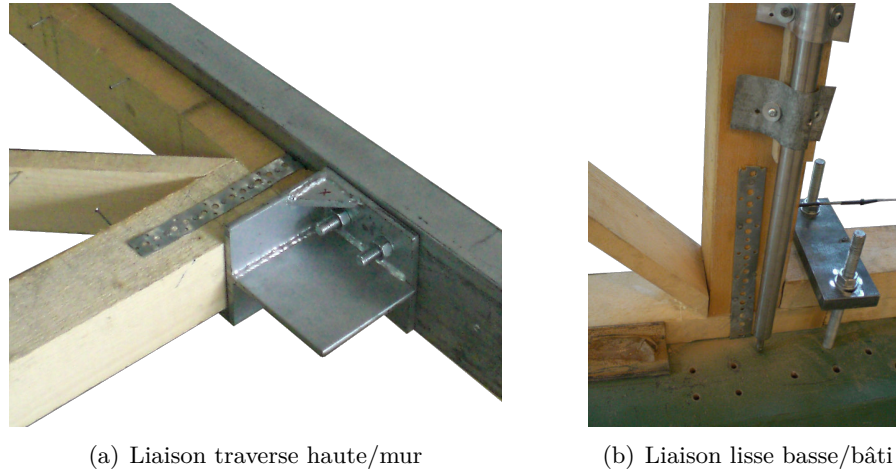


FIGURE 7.2 – Bridage du corps d'épreuve

De manière générale, le chargement appliqué durant des essais quasi-statiques se fait en tête de mur car c'est en ce point que se situe, dans un bâtiment réel, la majeure partie de la masse provenant des étages supérieurs. Cette masse est prise en compte expérimentalement par l'application d'un chargement vertical supplémentaire. Dans notre cas (mur d'une maison haïtienne), aucune charge verticale n'est à prendre en considération puisque la masse de sa couverture, réalisée à partir de tôles métalliques très légères, est négligeable. Ainsi, l'application d'une charge quasi-statique en tête du mur n'est pas la configuration idéale. Cependant, l'application d'un chargement réparti sur toute la hauteur du mur, qui permettrait d'être plus représentatif de la distribution de son poids propre, est très compliquée à mettre en œuvre sans inclure de biais expérimentaux dans la réponse mesurée.

Comme l'a montré ce paragraphe, la mise en place des corps d'épreuve sur le banc d'essai est réalisée à partir d'une méthode différente de celle utilisée pour les essais à l'échelle de la cellule élémentaire. Ainsi à l'échelle 3, le montage expérimental permet d'éviter l'apparition de dissipation d'énergie provenant de biais expérimentaux.

7.1.1.2 Procédures expérimentales

Contenu de la campagne expérimentale

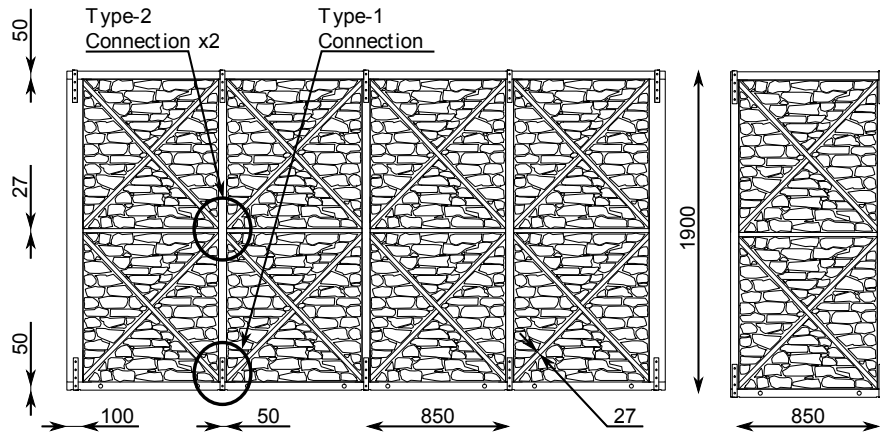
Schématiquement, un mur est composé verticalement de deux cellules élémentaires, et horizontalement de n cellule(s).

Deux cas spécifiques d'un mur de contreventement ont été étudiés pour $n = 1$ et $n = 4$ (cf. fig. 7.3(a)). La première configuration devait permettre de souligner une relation entre la résistance du mur et le nombre de cellules n dans la direction horizontale. De plus, étant nettement plus simple à mettre en œuvre, elle constituait une source d'information complémentaire à celle fournie par les essais réalisés sur le mur complet ($n = 4$). Ces derniers servent de références et permettent de répondre aux objectifs de la campagne expérimentale.

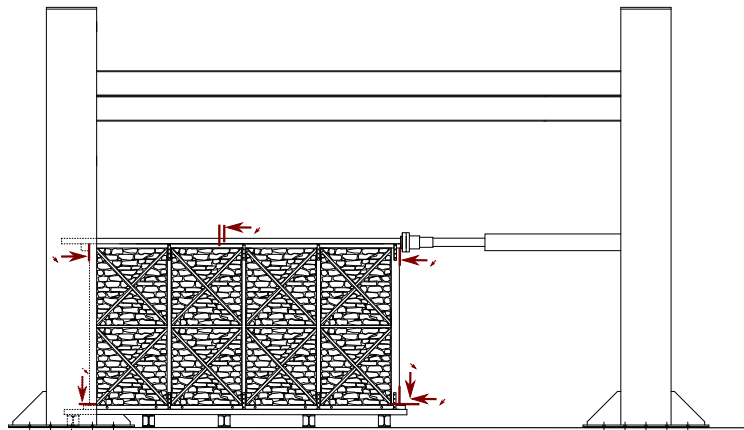
Le tableau 7.1(a) présente le détail des expériences réalisées sur ces murs. La figure 7.3 rappelle quant à elle leurs dimensions et illustre le montage de l'une de ces structures sur le banc d'essai. Les spécimens de mur complet avec remplissage ont été construits directement sur le bâti afin d'éviter leur mouvement, postérieur au séchage du mortier, qui pourrait modifier les conditions initiales de l'essai (raideur du corps d'épreuve par exemple). Le temps imparti par la durée de disponibilité du portique imposait de trouver une solution de séchage accélérée du remplissage. Pour ce faire, une enceinte étanche, dont l'humidité et la température de l'air étaient contrôlées ($h = 30\%$, $T = 20 - 25^\circ C$), a été mise au point. Grâce à ce dispositif, l'opération ne dépassait pas trois jours.

TABLE 7.1 – Configurations des essais

(a) Mur élémentaire			(b) Mur		
Type d'essai	Nombre	Type de remplissage	Type d'essai	Nombre	Type de remplissage
Monotone	1	Pierres	Monotone	1	Pierres
Cyclique			Cyclique	2	
Monotone	1	Vide	Monotone	1	Vide
Cyclique			Cyclique		



(a) Dimensions des deux types de corps d'épreuve



(b) Essai en cisaillement et position des capteurs de déplacement

FIGURE 7.3 – Essais à l'échelle 3

Protocole de chargement

Le protocole de chargement oligocyclique et monotone est identique à celui utilisé pour les essais menés à l'échelle 2. Les essais sont pilotés en déplacement afin de respecter le protocole le plus précisément possible.

Moyens de mesure utilisés

Ils comprennent la mesure par des LVDT et des capteurs à fil (fig. 7.3(b)) :

- Des déplacements vertical et horizontal du poteau d'extrémité droite et seulement le déplacement vertical pour le poteau de l'extrémité gauche.

- Des déplacements horizontaux de chaque coin supérieur du mur.
- Du déplacement relatif entre la traverse métallique, fixée sur le mur, et la lisse haute du mur.

Le pilotage se fait à partir de la différence de la moyenne des déplacements de chaque coin du mur et du déplacement relatif. Cette méthode permet d'appliquer rigoureusement le protocole de chargement.

7.1.2 Résultats

Cette partie présente les résultats obtenus pour les deux cas spécifiques étudiés : le mur élémentaire $n = 1$ et le mur complet $n = 4$.

7.1.2.1 Mur élémentaire, $n = 1$

La figure 7.4 illustre le diagramme Force-Drift des essais oligocycliques et monotones réalisés sur les configurations avec et sans remplissage. L'influence du remplissage est clairement soulignée puisque la force maximale de la structure avec remplissage est supérieure à deux fois celle obtenue pour la configuration vide.

Les figures 7.5(a) et 7.5(b) illustrent le faciès de déformation de ces murs élémentaires. Il est possible de constater que la flexion du poteau gauche dans la configuration vide est importante par rapport à celle du poteau équivalent dans la structure avec remplissage. Cela indique que le remplissage permet de limiter ce phénomène dans l'ossature bois et ainsi de dissiper l'énergie dans la connexion métallique comme le montre la figure 7.5(c). En comparaison, l'assemblage de la configuration vide paraît intact. Cela explique la résistance accrue de la structure avec remplissage.

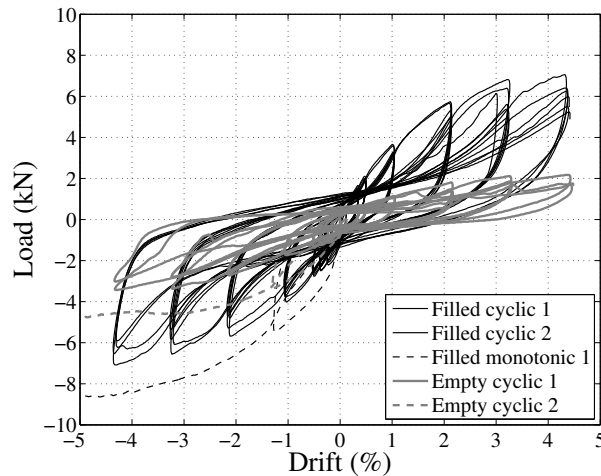


FIGURE 7.4 – Diagramme Force-Drift des murs élémentaires avec et sans remplissage

Ce cas particulier du mur élémentaire indique explicitement l'impact du remplissage sur le comportement de la structure, ce qui n'était pas le cas à l'échelle de la cellule élémentaire. En effet, à la différence de cette dernière, le cadre en bois présenté dans ce paragraphe n'est pas un treillis, ce qui a pour conséquence d'amplifier l'importance du confinement de l'ossature procuré par le remplissage.

Les essais sur mur complet sont présentés dans la section suivante et permettent d'apporter des éléments de réponse supplémentaires relatifs à ce phénomène.



(a) Déformation du mur élémentaire avec remplissage à la fin de l'essai cyclique



(b) Déformation du mur élémentaire sans remplissage à la fin de l'essai cyclique



(c) Endommagement de la connexion de type-1 du mur élémentaire avec remplissage à la fin du test cyclique



(d) Connexion de type-1 du mur élémentaire sans remplissage à la fin du test cyclique

FIGURE 7.5 – Déformations d'un mur élémentaire

TABLE 7.2 – Résultats des essais sur mur élémentaire

Type de mur	Chargement	F_{min}	F_{max}	$drift_{min}$	$drift_{max}$	ξ_{eq}
-	-	(kN)	(kN)	(%)	(%)	(%)
Pierres	Cyclique1	-7,1	7,1	-3,88	3,86	13,6
	Cyclique2	-6,4	6,3	-2,89	3,68	14,2
	Monotone	-	8,6	-	4,04	-
Vide	Cyclique	-3,4	2,2	-3,84	3,90	16,5
	Monotone	-	5,5	-	7,23	-

7.1.2.2 Mur, $n = 4$

De la même façon qu'à l'échelle 2, ce paragraphe s'attache à décrire le comportement du mur complet, avec ou sans remplissage, en étayant l'analyse des résultats grâce aux indicateurs de performance sismique. Les valeurs principales, résumées dans le tableau 7.3, sont ensuite comparées aux données expérimentales disponibles dans la littérature pour ce même type de structure (cf. chapitre 2) et regroupées dans le tableau 7.4.

Interprétation des résultats à partir des courbes *Force-Drift* :

Le diagramme *Force-Drift* du mur est tracé dans la figure 7.6. Comme pour le cas du mur élémentaire et à la différence des résultats obtenus à l'échelle 2, l'influence du remplissage sur la réponse de la structure est substantielle (résistance maximale, raideur initiale, effort résiduel). Ceci peut s'expliquer par la différence de comportement existant entre la structure à l'échelle 2 et celle à l'échelle 3. La première se comporte comme un treillis puisque sa diagonale transmet directement les charges dans le sol, sollicitant peu le remplissage. La seconde se comporte également comme un treillis tant que le remplissage est là pour limiter la déformation dans la connexion de type-2 (cf. chapitre 4, p. 107) assurant ainsi la transmission des efforts au bâti par les diagonales et permettant finalement de localiser la plastification dans les assemblages de type-1. En effet, sans la maçonnerie de pierre, ce sont dans les connexions de type-2 que se concentre la majeure partie de la dissipation d'énergie, laissant les assemblages de type-1 peu sollicités. Pour résumer, le rôle principal du remplissage est de permettre à l'ossature bois de se comporter tel un treillis.

La figure 7.6 permet également d'observer la large ouverture des boucles hystérétiques, caractéristique d'un système possédant une capacité importante de dissipation d'énergie. De plus elle confirme les observations du chapitre 6 relatives au fait que pour un déplacement nul, l'effort résiduel obtenu pour une configuration avec remplissage est supérieur à celui obtenu pour une configuration vide. Par ailleurs, on remarque que ces ossatures sans maçonnerie possèdent, à l'échelle 3, un effort résiduel non négligeable, par rapport à celui observé pour les cellules élémentaires, imputé à l'effort nécessaire pour restaurer la position initiale des connexions de type-2.

La dissymétrie des résultats de ces essais pourrait s'expliquer par le fait que dans un sens, le vérin pousse et s'incline vers le haut à mesure que l'amplitude du mouvement de corps rigide décrit par le mur augmente, alors que dans le sens inverse, le vérin tire, ce qui lui permet d'appliquer une sollicitation horizontale. Dans le premier cas, l'effort s'oriente légèrement et nécessite donc une force axiale plus importante à fournir par l'actionneur hydraulique pour imposer un même déplacement au mur. Concernant les essais réalisés à partir du même portique par Ceccotti et Sandhaas [21], cet effet devient négligeable grâce au faible poids du mur et grâce à l'application d'une charge verticale sur le mur, limitant le mouvement de corps rigide. Pour rappel, les maisons haïtiennes étudiées ne comportant pas de masse en tête, il n'était pas pertinent d'imposer ce type de contrainte aux structures testées.

Interprétation des résultats à partir des indicateurs de performance sismique :

La figure 7.9 illustre les résultats des calculs de l'énergie dissipée accumulée (fig. 7.9(a)), du coefficient d'amortissement visqueux équivalent (fig. 7.9(b)), de l'évolution de la raideur sécante (fig. 7.9(c)) et des courbes EEEP permettant d'obtenir la ductilité (fig. 7.9(e)). Ces résultats sont également comparés à ceux obtenus à partir d'essais réalisés sur d'autres ossatures bois avec remplissage (cf. § 7.1.3). Tous ces paramètres sont exprimés en fonction du *drift*.

Les figures 7.9(a) et 7.9(c) signifient que l'influence du remplissage sur le comportement s'étend au delà de la résistance maximale, *i.e.* augmente de façon notable l'énergie dissipée et la raideur initiale, appuyant ainsi les résultats obtenus à l'échelle 2 et les observations faites à partir de la figure 7.6.

L'amortissement visqueux équivalent (fig. 7.9(b)), de l'ordre de 15 % est plus important que celui obtenu pour les essais réalisés à l'échelle 2. Cette valeur significative permet d'appuyer les observations précédentes relatives à un comportement parasismique efficace. Les valeurs plus importantes de ce coefficient, observées pour la configuration vide, doivent provenir d'un

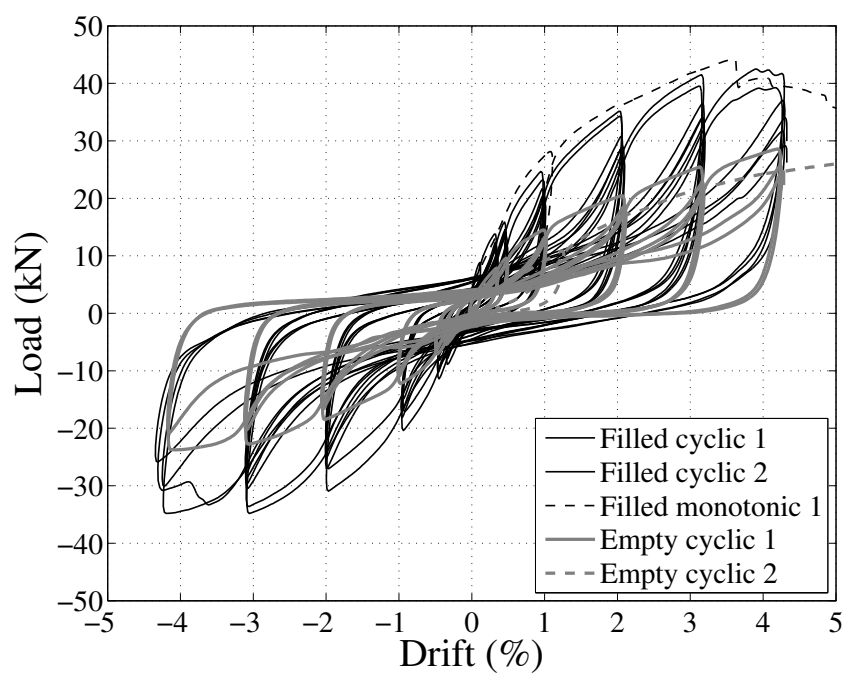


FIGURE 7.6 – Diagramme Force-Drift des murs avec et sans remplissage

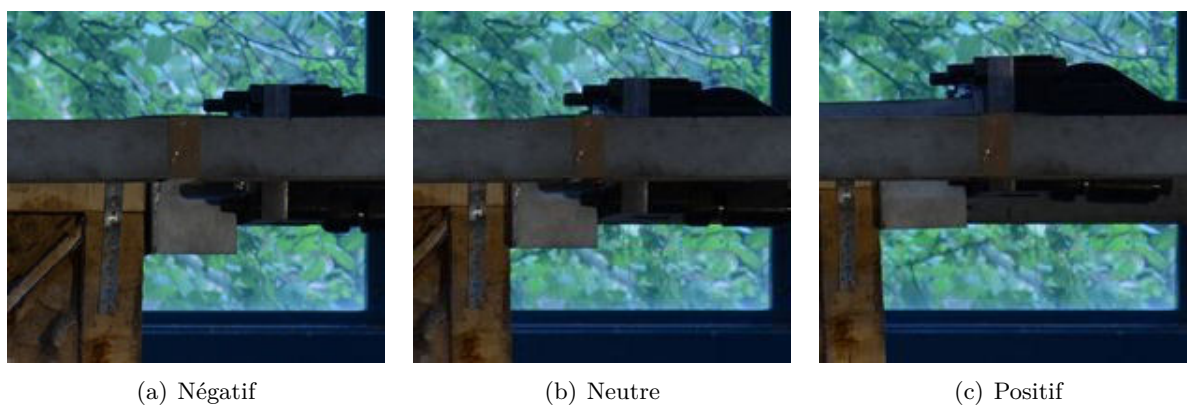


FIGURE 7.7 – Aperçu de la position du vérin pour les déplacements extrêmes et neutre

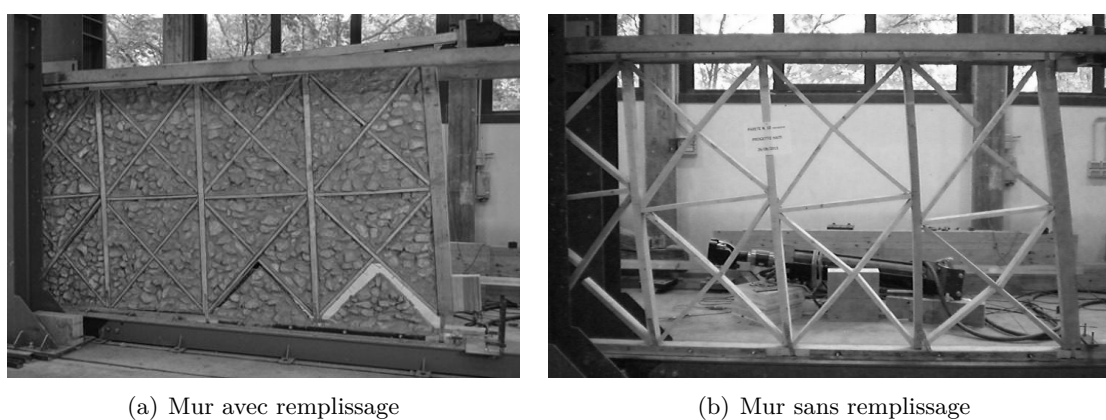


FIGURE 7.8 – Déformation des murs avec et sans remplissage à la fin des essais monotones

phénomène dissipatif supplémentaire qui pourrait être justifié par le frottement provenant du glissement important des diagonales.

La dégradation de la raideur initiale, dépeinte par la figure 7.9(d), montre que l'endommagement dans la structure vide et dans la structure avec remplissage évolue de manière similaire malgré les différences de comportement observées. Ceci peut être interprété par la localisation, dans les deux cas, de la plastification dans les assemblages (type-1 ou 2), tous deux réalisés à partir des mêmes pointes.

Enfin la figure 7.9(e) illustre les courbes obtenues à partir de la méthode EEEP permettant de calculer le déplacement ultime et le glissement limite (cf. 2, p. 66). On constate que ces grandeurs sont du même ordre de grandeur (cf. tab. 7.3) pour les deux types de configurations indiquant que le remplissage n'a pas d'effet notable sur la ductilité de la structure, ce qui confirme les interprétations faites à l'échelle 2.

Ces grandeurs permettent d'appréhender, à partir de résultats d'essais quasi-statiques, la capacité de ce type de structure à résister à une sollicitation sismique. Les valeurs obtenues tendent toutes à montrer que cette capacité est importante. La partie suivante les compare aux paramètres similaires calculés pour d'autres essais quasi-statiques sur des ossatures bois avec remplissage, préalablement présentés dans le chapitre 2.

7.1.3 Comparaison des résultats d'essais sur ossature bois avec remplissage

La tableau 7.4 rappelle les résultats de la littérature relatifs aux essais réalisés sur des ossatures bois avec remplissage dont ceux obtenus dans cette partie (nommé « *kay mur* »). Il comprend, en plus, les données issues d'un test réalisé sur une ossature bois moderne contreventée par des panneaux OSB 12 mm cloués (cf. Boudaud [12]).

Il est intéressant de souligner que malgré l'absence de chargement vertical sur la structure *kay mur*, sa résistance possède les mêmes ordres de grandeur que ceux des murs *Pombalino* contraints par un effort vertical allant de 70 à 75 kN. Cela laisse supposer que les performances de la structure *kay mur* (énergie, ductilité, résistance) pourraient être significativement augmentées dans ce cas. Son *drift* obtenu au pic d'effort est particulièrement important par rapport à celui des autres configurations. Cela est expliqué par sa résistance importante par rapport à sa raideur qui induit par contre une ductilité plus faible. La figure 7.9(f) illustre les différentes courbes EEEP calculées à partir des courbes enveloppes positives et négatives de chacun des essais présentés dans le tableau 7.4 (sauf ceux de Vasconcelos *et al.* [143] et de Poletti et Vasconcelos [124] dont les données expérimentales sont actuellement indisponibles).

Ces résultats sont difficilement comparables en l'état car :

- Les structures étudiées sont toutes différentes de par leurs dimensions, leurs connexions, etc.
- Les procédures expérimentales diffèrent (chargement vertical, protocole de chargement, etc.).

Néanmoins, les tendances révèlent clairement la pertinence des ossatures bois avec remplissage vis-à-vis de l'aléa sismique. Cela est d'autant plus significatif lorsqu'elles sont confrontées aux valeurs obtenues pour le mur contreventé par des panneaux OSB. En effet, il est possible de constater que la plupart de ces valeurs indique une performance supérieure pour les ossatures bois traditionnelles. Il est intéressant de noter que seuls Meireles *et al.* [110], Boudaud [12] et

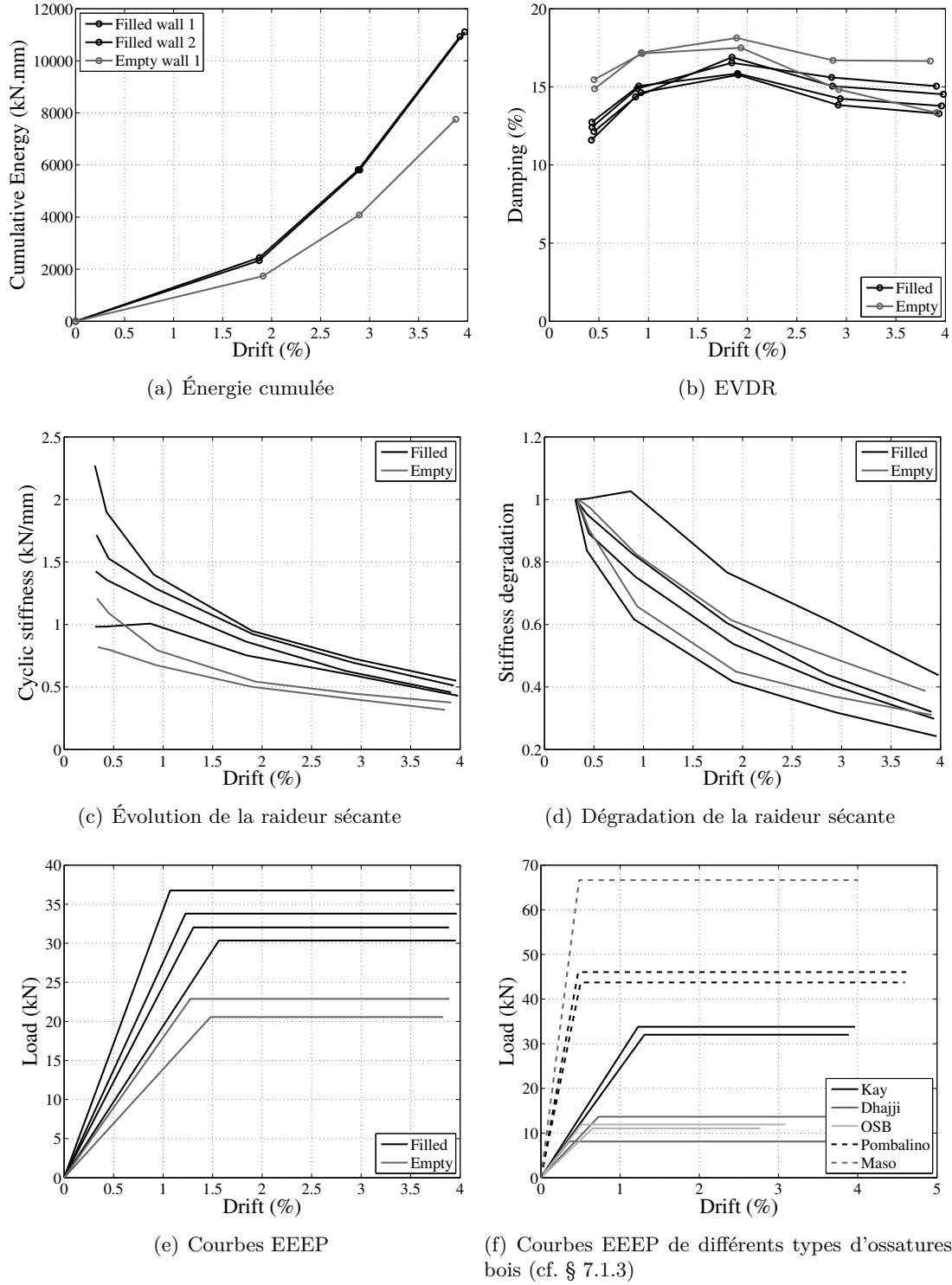


FIGURE 7.9 – Indicateurs de performance sismique appliqué aux murs avec et sans remplissage

l'auteur de ce manuscrit ont utilisé des protocoles normés qui sont respectivement celui du CU-REE (ASTM E 2126 [7]) et le CEN (EN 12512 [49]) pour les deux derniers.

Ce paragraphe prouve ainsi l'importance d'approfondir les recherches sur ce type de structures.

TABLE 7.3 – Résultats des essais en cisaillement des murs avec ou sans remplissage

Type of infill	Loading	F_{min} (kN)	F_{max} (kN)	drift _{min} (%)	drift _{max} (%)	$K_{0,-}$ (kN/mm)	$K_{0,+}$ (kN/mm)	ξ_{eq} (%)	μ_-	μ_+	E_c (kN.mm)
-	-										
Filled	Cyclique1	-33.6	42.5	-2.75	3.52	0.98	2.27	15.3	2.53	3.68	11113
	Cyclique2	-34.8	39.5	-2.75	2.8	1.42	1.71	15.4	2.98	3.23	10931
	Monotone	-	44.3	-	3.26	-	-	-	-	4.46	-
Empty	Cyclique	-23.8	28.6	-3.65	3.78	0.82	1.20	17.2	2.59	3.05	7756
	Monotone	-	26.9	-	5.21	-	-	-	-	5.27	-

TABLE 7.4 – Comparaison des tests sur structures à ossature bois – Valeurs importantes et observations générales

Wall tested	Dimensions (m ²)	Vertical loading (kN)	Type of joint	$ F_{max} $ (kN)	Drift (%)	μ_Δ	E_d (kN.mm)	ξ_{eq} (%)	Failure location	Wood ratio per m ² (%)	Infill impact K_0 F_{max}
-			-						-		
Kay mur	3.6 × 2.0	0	Steel strip	42.5	3.0	3.11	11022	15	Joint	18	Yes
Pombalino [110]	3.0 × 2.6	90	LJ ¹ , CHJ ²	50.0	2.3	9.5	26886	19.5	CHJ	43	Yes
Pombalino [143]	0.8 × 0.9	70	M&T ³ , CHJ	25.0	2.8	15.3	2200	16	LJ	82	No
Pombalino [124]	1.9 × 1.9	75	M&T, CHJ	65.0	3.1	6.5	2500	-	LJ	54	-
Dhajji [5]	3.1 × 2.5	6	M&T	13.7	2.2	4.8	10305	15	M&T	29	No
Maso [19]	5.1 × 1.9	∞ HL ⁴	LJ screwed	74.4	2.1	8.3	3060	18	Bracing	39	Yes
OSB12 [12]	2.4 × 2.4	25	Nail	14.0	1.4	4.4	5462	17	Nail	-	-

¹ Cross Half Lap Joint – Assemblage mi-bois en croix² Lap Joint – Assemblage mi-bois³ Mortise and tenon nailed – Assemblage tenon et mortaise cloué⁴ Horizontal Load

7.2 Modélisation

Ce paragraphe décrit la modélisation simplifiée du mur complet à partir de l'assemblage de macro-éléments dont le développement a été décrit dans la partie 6 (paragraphe 6.2.2, p. 144). Les résultats de la campagne expérimentale décrite dans le paragraphe 7.1 servent de base pour valider le résultat obtenu.

7.2.1 Modèle simplifié

Le mur à modéliser comporte donc 2 cellules élémentaires dans la direction y (sens de la hauteur du mur) et 4 exemplaires dans la direction x (sens de la longueur du mur). La figure 7.10 présente le modèle simplifié créé à partir de l'assemblage des macro-éléments, réalisé par des conditions cinématiques entre les nœuds. Les ddl des nœuds du bas sont bloqués afin de représenter l'ancrage du mur et le déplacement est imposé en tête (vecteur F). La continuité des poteaux et de la lisse haute est prise en compte (poutres de Bernoulli).

Ce modèle peut être encore simplifié en assimilant les nœuds liés par des conditions cinématiques en un seul nœud (cf. fig. 7.11). Il possède ainsi 35 degrés de liberté permettant la réalisation de calculs rapides.

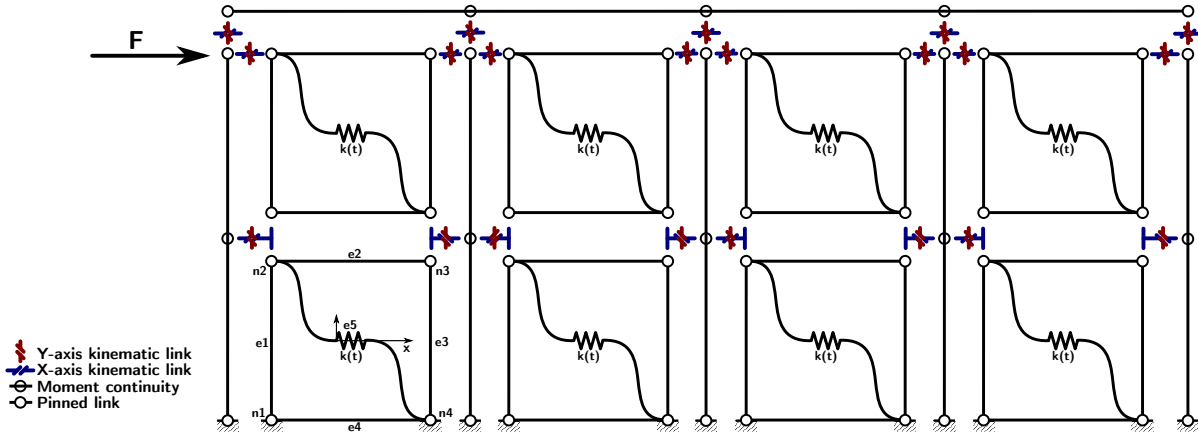


FIGURE 7.10 – Modélisation simplifiée du mur par assemblage des macro-éléments

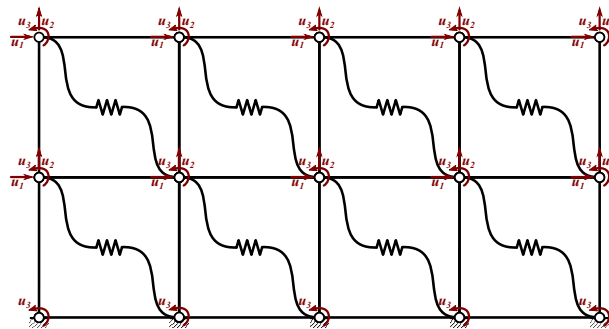


FIGURE 7.11 – Modèle équivalent à la modélisation simplifiée

7.2.2 Résultats

La prédiction du comportement du mur avec remplissage est illustrée dans la figure 7.12. Le résultat obtenu est satisfaisant compte tenu du fait que le macro-élément est déjà en lui-même une prédiction du comportement de la cellule élémentaire constituée de huit clous par assemblages.

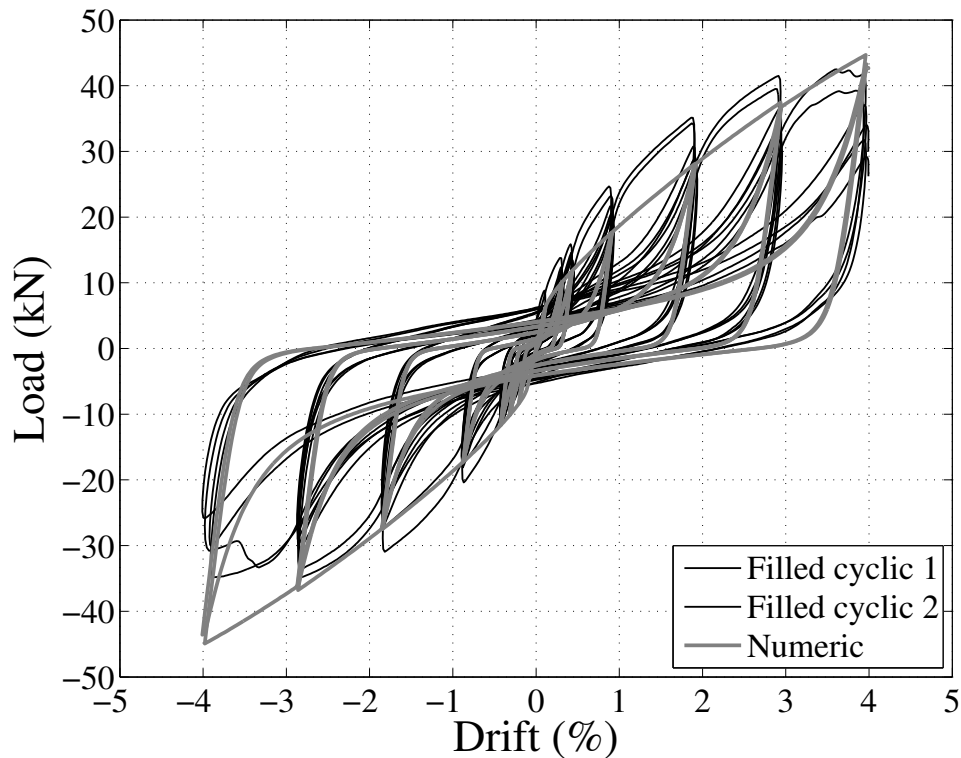


FIGURE 7.12 – Prédiction du comportement expérimental du mur à partir du modèle simplifié

Une évaluation de la qualité de la prédiction des résultats est décrite dans les figures 7.13, 7.14 et dans le tableau 7.5. Ce dernier indique la valeur moyenne expérimentale de différents paramètres, notée \bar{X} , obtenue à partir du côté positif et négatif de la courbe. L'écart-type correspondant, noté σ_d , est donné et le coefficient de variation, défini par l'expression $C_v = \sigma_d \cdot 100 / \bar{X}$, est spécifié. Il permet d'appréhender la proportion de la dispersion par rapport à la grandeur de la valeur moyenne. Ensuite les valeurs prédites par le modèle sont comparées et évaluées par l'erreur commise relative à la moyenne des résultats expérimentaux. L'analyse concerne les paramètres suivants :

- Force maximale (cf. 7.12) : ce paramètre est prédit avec une erreur comprise entre 4 % et 12 % du côté positif et autour de 30 % pour le côté négatif. Cette surestimation pourrait être due à la dissipation d'énergie existante dans la connexion de type-2 non prise en compte dans le modèle simplifié. Si tel est le cas, il serait nécessaire de réaliser une campagne expérimentale spécifique pour l'étude de cet assemblage.
- Erreur de prédiction de F_{max} à chaque cycle (cf. 7.13) : il est possible de constater que l'erreur est significative pour les petits cycles, ce qui n'est pas étonnant puisqu'il est déjà difficile d'obtenir des valeurs faibles avec un calage direct (cf. § 5.2.2, p.123). En revanche, pour les cycles intermédiaires, l'erreur est quasiment toujours inférieure à 20 %, ce qui reste acceptable.
- Énergie dissipée cumulée (cf. 7.14) : ce paramètre est obtenu avec une erreur faible de 1,3 %.
- Erreur de prédiction de l'énergie à chaque cycle (cf. 7.13) : de la même façon que pour la prédiction de F_{max} à chaque cycle, l'erreur est importante pour les petits cycles et acceptable pour les cycles intermédiaires. Finalement la combinaison de l'analyse de l'énergie et de la force maximale révèle que la forme des cycles (force résiduelle, raideur de char-

gement et de déchargement) de la courbe numérique est très proche de celle des cycles expérimentaux.

- Raideur initiale : ce paramètre est très variable expérimentalement avec une moyenne de 1,6 kN/mm et un écart-type de 0,54 kN/mm. L'erreur numérique commise par rapport à la valeur moyenne est de 7 %. Il faut noter que la raideur initiale dont il est question ici est obtenue à partir des courbes enveloppes des cycles et ainsi ne fait pas référence à la raideur initiale du modèle numérique définie à partir de la courbe monotone.
- EVDR : le coefficient d'amortissement visqueux est correctement prédit.
- Ductilité : cette grandeur est moins bien estimée (erreur de 28 %) à cause d'une courbe enveloppe numérique plus affaissée que son homologue expérimentale.

Finalement, cette étude comparative permet de souligner les bons résultats obtenus par la prédiction du modèle EF par rapport à sa simplicité (10 *ddl*, 15 nœuds et 26 éléments).

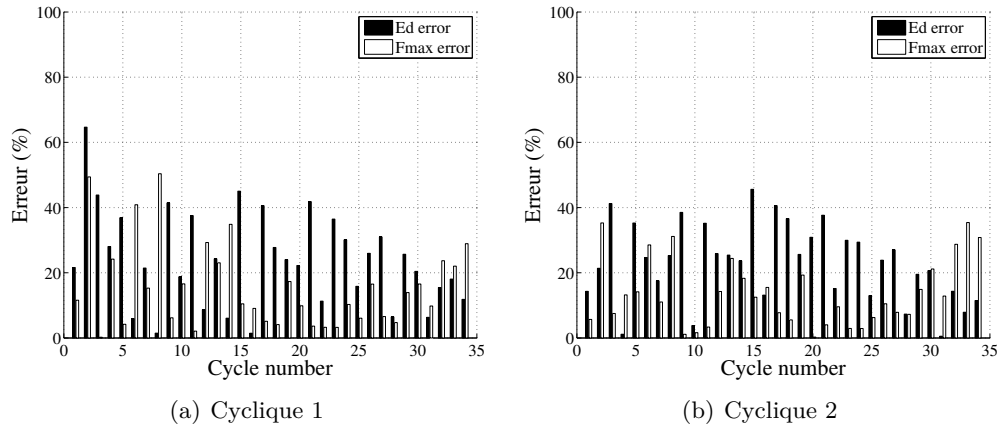


FIGURE 7.13 – Pourcentage d'erreur pour chaque cycle entre résultats expérimentaux et numériques relative à l'énergie et à la force maximale

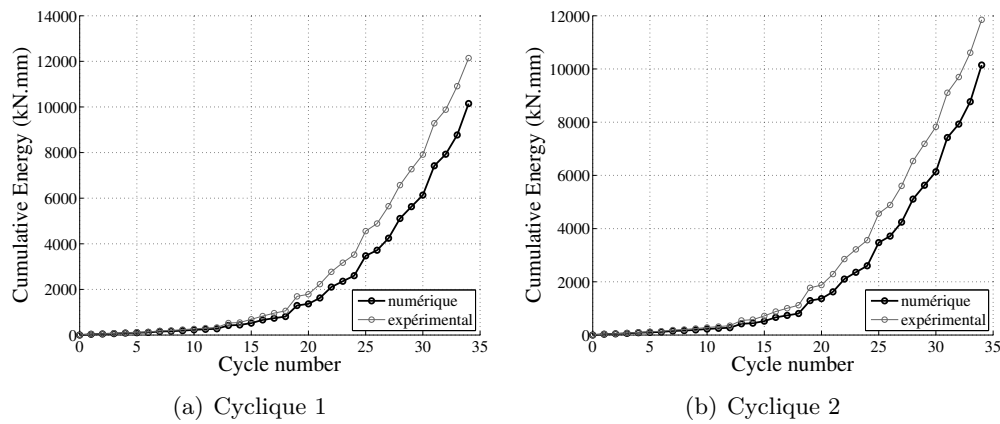


FIGURE 7.14 – Comparaison de l'énergie cumulée obtenue à partir du comportement Force-Déplacement expérimental et numérique du mur avec remplissage

TABLE 7.5 – Comparaison des valeurs caractéristiques du comportement expérimental et numérique du mur

Paramètre	Unité	\bar{X}	σ_d	$C_v(\%)$	Modèle	Err num (%)
F_{moy}	(kN)	37,6	4,14	11,0	44,2	17,6
$drift_{moy}$	(%)	3,0	0,91	30,1	3,96	30,7
$K_{0,moy}$	(kN/mm)	1,6	0,54	33,9	1,71	7,2
ξ_{eq}	(%)	15,4	0,1	0,55	16,5	7,5
μ_{moy}	-	3,1	0,48	15,5	2,24	27,9
E_c	(kN.mm)	11022	128,7	1,2	11160	1,3

7.3 Conclusion

Ce chapitre a présenté le travail expérimental et numérique développé à l'échelle 3 du mur de contreventement.

La partie expérimentale, composée d'essais oligocycliques et monotones sur des murs avec ou sans remplissage, a précisé l'importance du remplissage confinant l'ossature bois. Sa présence assure son comportement en treillis permettant de localiser la ductilité dans les assemblages de type-1. Au contraire, son absence ne permet plus le blocage des connexions de type-2 qui subissent alors la majeure partie de la dissipation d'énergie. L'apport du remplissage sur le comportement global a également été souligné à partir de l'énergie cumulée, de la raideur initiale et de la force résiduelle à déplacement nul. Enfin, une comparaison des résultats est faite avec les données similaires disponibles dans la littérature concernant le même type de structure avec remplissage. Elle a permis de signifier les valeurs intéressantes obtenues pour les indicateurs de performance sismique. Puis la confrontation des performances de ces ossatures bois avec remplissage est réalisée par rapport à celles calculées à partir d'un essai oligocyclique représentatif du comportement d'une structure moderne contreventée par panneaux OSB. Elle permet d'illustrer l'incohérence de la très faible importance accordée à l'étude et à l'utilisation des ossatures bois avec remplissage.

Ensuite, un modèle EF simplifié a été présenté. Sa prédiction du comportement du mur a été évaluée par le biais des indicateurs de performances sismiques évoqués précédemment. Cette analyse permet d'appréhender la qualité de sa prévision par rapport à sa simplicité.

Toutefois, les essais quasi-statiques ne permettent pas d'appréhender directement la résistance sismique d'une structure. L'objectif du modèle numérique étant l'analyse de la vulnérabilité sismique des ossatures bois avec remplissage, il s'avère nécessaire de pouvoir le valider à partir de résultats d'essais dynamiques. Pour ces raisons, des tests sur table vibrante, à l'échelle 4 de la structure complète ont été mis au point. Leur analyse fait l'objet de la partie suivante.

Chapitre 8

Échelle 4 : bâtiment

Le bon comportement parasismique des ossatures bois avec remplissage a été montré à partir des résultats d'essais quasi-statiques allant de l'échelle 1 du connecteur à l'échelle 3 du mur. Une approche multi-échelles a été développée permettant la prédiction du comportement de la structure à l'échelle 3 à partir d'un modèle EF simplifié. Le besoin de valider ces observations ainsi que l'étude numérique a motivé la réalisation d'essais dynamiques faisant l'objet de l'échelle 4 (maison) abordée dans ce chapitre. Ces essais ont été réalisés à l'Institut Technologique FCBA de Bordeaux en avril 2013 dans le cadre du projet ReparH. Le premier paragraphe s'attache à décrire la campagne expérimentale : la table vibrante, les signaux sismiques utilisés et les moyens de mesure mis en œuvre. Ensuite les résultats obtenus sont analysés. La seconde section présente les travaux numériques basés sur l'assemblage des macro-éléments selon la même approche utilisée pour la modélisation du mur, présentée dans le chapitre 7.

8.1 Essais expérimentaux

Afin d'appréhender correctement les objectifs et les résultats de cette partie, son plan se décompose de la manière suivante :

- Tout d'abord, le choix et la génération de ces accélérogrammes sont brièvement expliqués.
- Ensuite, la table vibrante et ses capacités techniques sont présentées.
- Enfin, la disposition de l'instrumentation de mesure ainsi que le but de son utilisation sont abordés dans le dernier paragraphe.

8.1.1 Plan d'expérience

8.1.1.1 Les signaux sismiques

Signal « Haïti » :

La structure étudiée dans ce manuscrit est issue de l'amélioration d'une typologie constructive traditionnelle d'Haïti motivée par plusieurs projets de reconstruction dans ce pays. L'objectif premier des essais sismiques est donc de prouver la résistance de ces ossatures bois avec remplissage à une sollicitation d'une intensité supérieure ou égale à celle survenue lors du tremblement de terre du 12 janvier 2010. La problématique est qu'aucune station d'enregistrement n'existait dans ce pays avant le séisme. Une collaboration a donc été mise en place entre le laboratoire 3SR de l'Université Joseph Fourier et le LRPC de Nice du CETE Méditerranée afin de générer un accélérogramme représentatif de l'aléa concerné dont la méthode utilisée par Sadrac Saint-Fleur, Etienne Bertrand et F. Courboux est décrite brièvement dans le paragraphe suivant.

Afin de prédire les mouvements du sol sur une large bande de fréquence, une approche empirique basée sur la technique des fonctions empiriques de Green (EGF) a été utilisée (Hartzell [80]). Cette méthode est basée sur l'hypothèse de similarités entre les séismes d'une même zone, de faible et de forte intensité, dépendant d'un facteur d'échelle. Le principe est de simuler un événement de magnitude importante à partir d'un autre moins puissant contenant les informations nécessaires relatives au chemin et aux effets de site. 500 accélérogrammes (*Equivalent Source Time Functions* (ESTF)) ont été générés, représentatifs de l'historique de la libération de l'énergie de la faille pour des fréquences inférieures à la fréquence de coupure du « petit » événement pris en compte (cf. figure 8.1). Tous les détails concernant cette approche sont disponibles dans les travaux de Kohrs-Sansorny *et al.* [95].

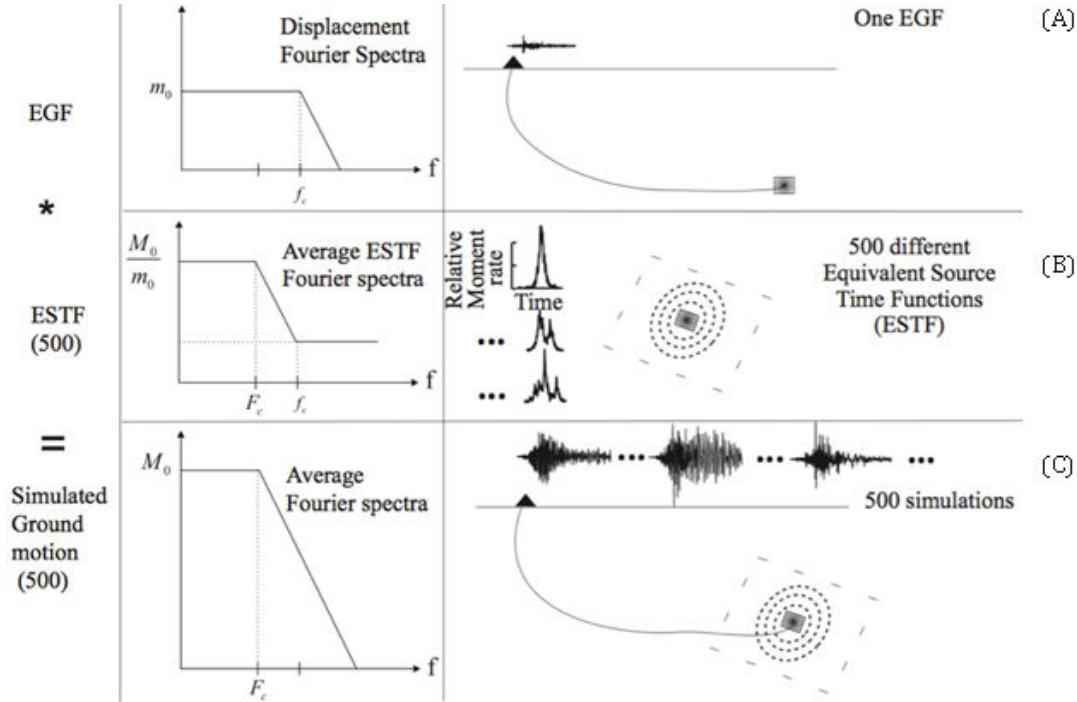
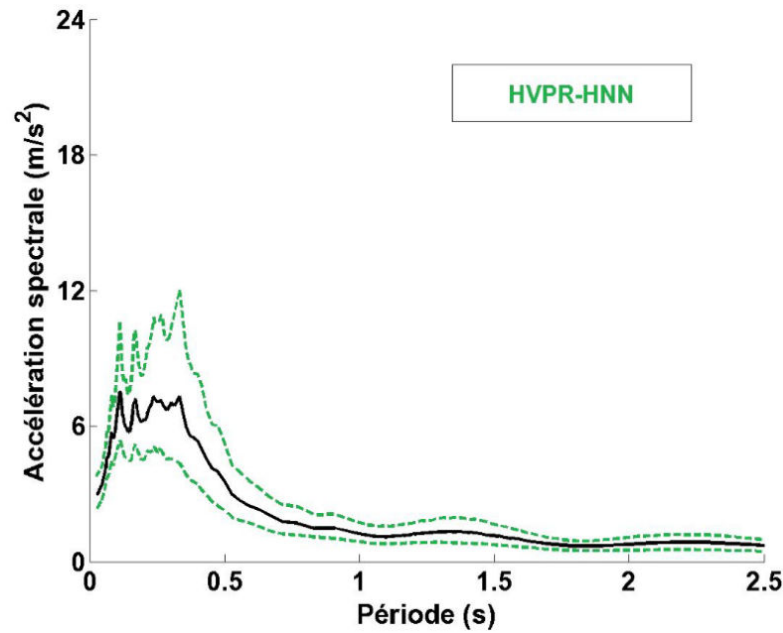


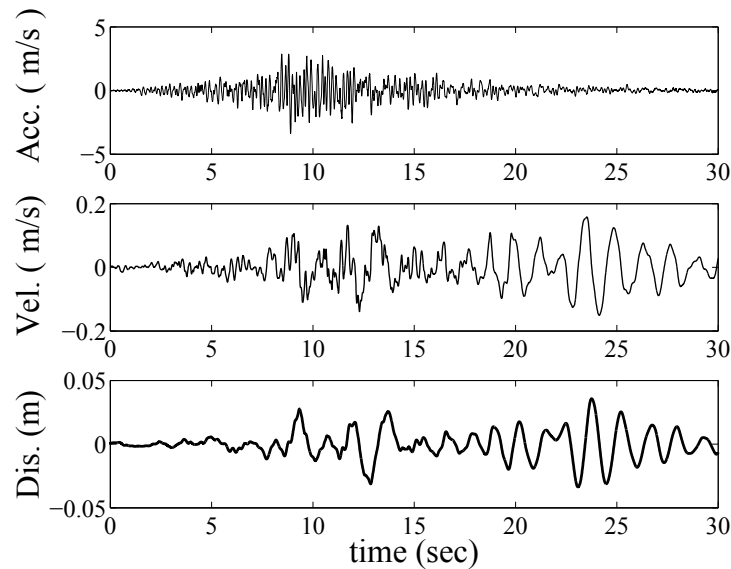
FIGURE 8.1 – Vue schématique de la méthode de sommation EGF. (A) La fonction de Green correspond au « petit » événement enregistré. La source est modélisée par un spectre de Brune ω^{-2} . (B) 500 ESTF ont été générées prenant en compte différents processus de rupture relatifs à un événement de grande intensité. (C) La convolution de chaque ESTF est réalisée avec la fonction de Green permettant d'obtenir les 500 accélérogrammes simulés

Pour la simulation, la station HVPR située à l'Ouest de Port-au-Prince a été sélectionnée. La fonction de Green correspond au signal de la plus puissante des répliques mesurées, survenue le 3 mai 2010 à 19h21. La magnitude de moment (Hanks et Kanamori [79]) a été enregistrée à 4,4 et l'épicentre localisé près de Léogâne (18.538°N, 72.643°O). L'axe Nord-Sud de la réplique a été retenu pour la simulation des 500 signaux de magnitude M_w 6,8 équivalents à l'aléa du 12 janvier 2010 dont le spectre de réponse élastique est illustré dans la figure 8.2(a). Afin de prendre en compte la variabilité des résultats, le signal induisant la plus grande sollicitation dans une structure a été sélectionné sur la bande de fréquence [2-10 Hz]. Cette gamme a été identifiée afin de contenir la fréquence propre de la structure testée grâce à une analyse modale numérique préalable (Cf. § 8.2). Les données temporelles (accélération, vitesse et déplacement) du signal sélectionné sont visibles dans la figure 8.2(b).

Davantage d'informations sont disponibles concernant la méthode et la génération du signal dans St Fleur [134].



(a) Spectre de réponse élastique du signal (amortissement de 5%) obtenu à partir de la simulation du séisme (station HVPR). 500 simulations ont été réalisées – Courbe moyenne en noir et courbes de l'écart-type en vert)



(b) Données temporelles (station HVPR, composante horizontale Nord-Sud)

FIGURE 8.2 – Données fréquentielles et temporelles du signal d'Haïti

Signal « Guadeloupe » :

Le second objectif de la campagne expérimentale était de pouvoir observer le comportement non-linéaire de la structure afin de valider le travail réalisé aux échelles 1, 2 et 3. Or la détermination du signal sismique d'Haïti était également contrainte par les limitations en terme d'accélération, de vitesse et de déplacement (cf. § 8.1.2) de la table vibrante. Ces limites étaient maîtrisées par les ingénieurs du FCBA, qui avaient déjà réalisé plusieurs campagnes expérimentales (sur des toitures et des murs à ossature bois, Humbert [85] et Boudaud [12]) relatives aux critères plus sévères de la nouvelle réglementation parasismique française.

Pour réaliser ces campagnes, un signal a été développé dans un but normatif, exploitant

particulièrement bien les capacités de la dalle d'essai. Pour ces deux raisons, l'utilisation de cet accélérogramme a été prévue dans la programmation des essais dans le cas où la maison testée résisterait bien aux premières sollicitations du séisme d'« Haïti ».

La génération de cet accélérogramme naturel modifié est issu du séisme de Miyagi (Japon, 2003), mesuré à partir de la station K-Net et calé sur un spectre de séisme avec la relation de Youngs *et al.* [149] (scénario Guadeloupe, séisme lointain de subduction) afin d'améliorer la représentativité du spectre. Il est spécifique au scénario aléa fort, sol B de l'Eurocode 8 ([51]) et repose sur des calculs probabilistes à 475 ans de période de retour. Cela correspond à une probabilité de dépassement de 10 % sur 50 ans, soit la probabilité associée à l'exigence de non effondrement dans l'Eurocode 8. Un séisme lointain, correspondant à un spectre riche en basses fréquences (< 3 Hz) avec une durée de signal longue.

Les données temporelles et fréquentielles du séisme, obtenues par la méthode décrite ci-dessus pour le scénario Guadeloupe lointain ($\text{PGA} = 0,33g$) sont dépeintes dans la figure 8.3.

8.1.1.2 Programmation des essais

Pour rappel, l'un des objectifs principaux était de soumettre la structure au signal 100 % d'Haïti afin de révéler son comportement sous une sollicitation équivalente au séisme du 12 janvier 2010. Pour cette raison, la possibilité de faire un test préliminaire à 20 % du séisme n'a pas été retenue. Cette procédure est généralement utilisée pour la détermination du coefficient de comportement q défini par l'Eurocode 8 (EN 1998-1 [51] et Ceccotti et Sandhaas [21]).

Cependant, il était attendu, grâce à un calcul numérique préalable (cf. § 8.2.3) et du fait des dimensions géométriques (faible hauteur) et de la position de la masse, représenté en proportion importante par le remplissage (peu de masse en tête de mur), que la maison résisterait bien au signal à 100 %. Ainsi, l'augmentation de la puissance du séisme a été multipliée, entre chaque essai, par un facteur exprimé en pourcentage. Par exemple, un facteur 2, s'appliquant sur les trois grandeurs temporelles du signal ($a(t)$, $v(t)$, $d(t)$), correspondra alors au 200 % de ce dernier. Les différents facteurs employés sont indiqués dans le tableau 8.1. Ces majorations ont été déterminées afin d'optimiser l'utilisation de la table vibrante.

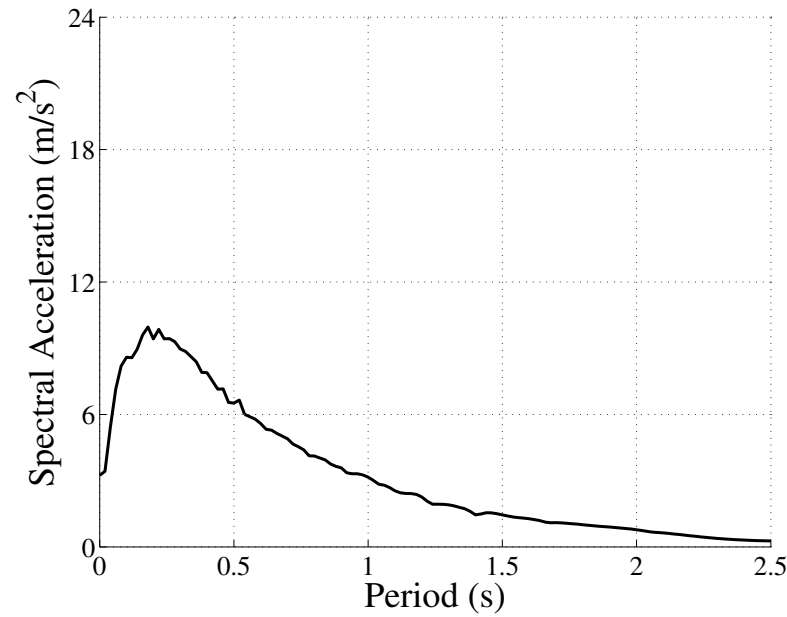
Une analyse modale expérimentale (AME) a été réalisée à l'état initial de la maison puis entre chaque séisme. Elle consistait à soumettre la structure à un bruit blanc (signal couvrant une gamme importante de fréquences avec la même amplitude) de faible intensité. Ainsi, la structure entre naturellement en résonance sur ses différents modes. L'AME permet d'analyser et d'obtenir différents éléments importants tels que :

- L'évolution des fréquences propres de la structure, révélatrice de son processus d'endommagement caractérisé par sa baisse de raideur.
- Les modes propres.
- L'amortissement visqueux de la structure et celui du système global (machine + structure).

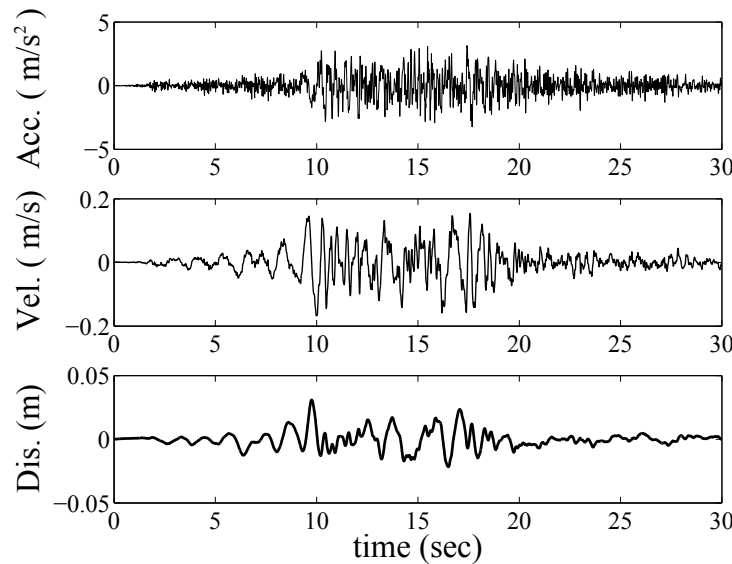
Suite aux trois premiers essais réalisés avec le signal d'Haïti et avant la sollicitation du bâtiment par le séisme lointain, une réparation a été effectuée au niveau des assemblages déformés. L'influence de cette intervention sur le comportement de la maison a pu être analysée à partir d'une analyse fréquentielle présentée dans le paragraphe 8.1.4.2

La figure 8.4 synthétise la méthode expérimentale utilisée pour l'analyse de la maison.

Enfin, les valeurs maximales dans le domaine temporel des deux signaux sélectionnés pour l'ensemble du programme d'essai sont résumées dans le tableau 8.1.



(a) Spectre de réponse élastique du signal (amortissement de 5%)



(b) Données temporelles

FIGURE 8.3 – Données fréquentielles et temporelles du signal lointain de Guadeloupe

TABLE 8.1 – Valeurs maximales des signaux sismiques sélectionnés

Signal	Facteur	Déplacement (mm)	Vitesse (m/s)	Accélération (m/s ²)
Haiti	1	35.7	0.158	0.27
	2	71.4	0.316	0.54
	3	107.1	0.474	0.81
Guadeloupe	1	30.9	0.168	0.33
	3.8	117.3	0.637	1.25

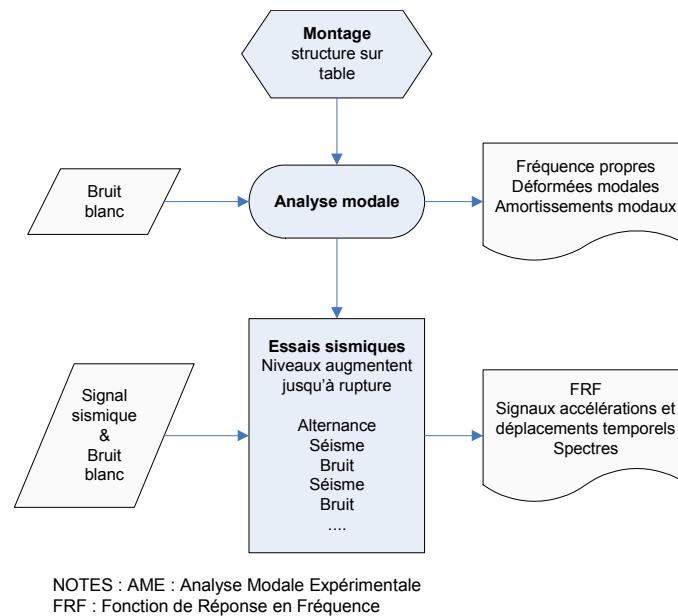


FIGURE 8.4 – Méthode expérimentale utilisée pour l’analyse de la structure

8.1.2 La Table vibrante et la structure testée

Ce paragraphe décrit les caractéristiques de la table et l’ancrage de la maison sur cette dernière.

8.1.2.1 Caractéristiques

La table sismique est uni-axiale et composée de cinq parties distinctes : un noyau central, de 3 m×3 m en aluminium, pesant 2 tonnes, surmonté sur chacun de ses côtés d’une extension composée du même matériau, pesant 800 kilos (fig. 8.5(b)). Leur assemblage permet à la dalle d’atteindre une dimension totale de 6 m × 6 m. Ses capacités sont limitées en déplacement à ±125 mm, en vitesse à 0,75 m/s et en accélération à 4g (table avec extension) (fig. 8.5(d)). Sa gamme de fréquences de fonctionnement est 0 – 30 Hz. Elle est mise en mouvement par un vérin servohydraulique d’une capacité de 250 kN, guidée par des rails à billes (fig. 8.5(c)).

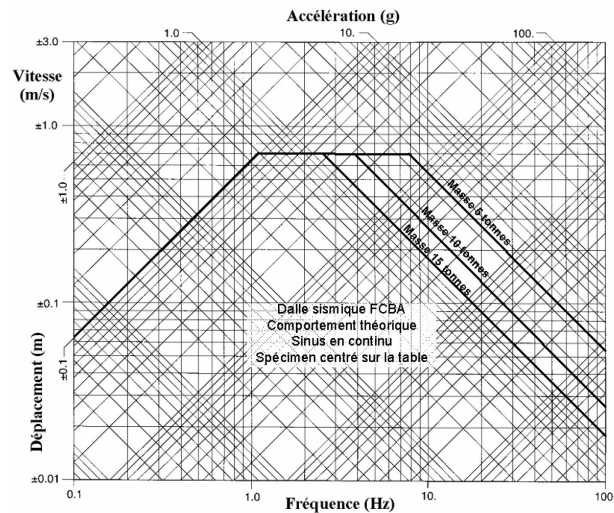
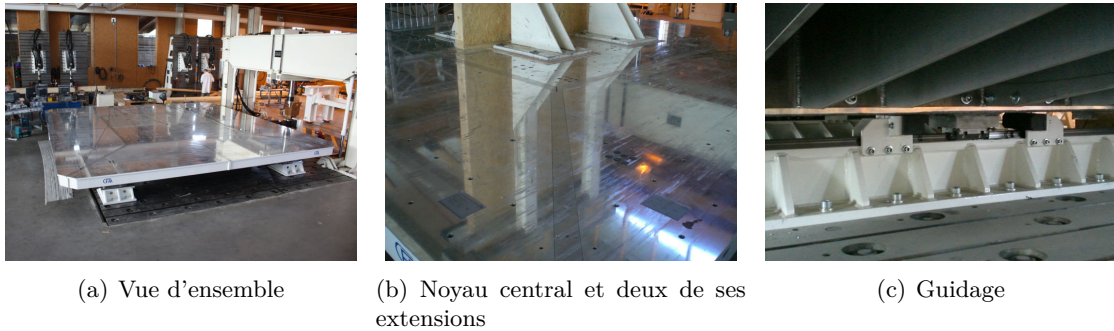
8.1.2.2 Ancrage de la maison sur la table

Un cadre métallique, composé de profilés en U, a été conçu pour servir d’interface entre la table et l’ossature bois. Une fois le cadre fixé à la dalle, l’ossature bois des murs, préalablement montée, a été positionnée au centre des U comme illustré dans la figure 8.6(a). Puis afin d’ancrer les lisses basses, des cales ont été montées de façon serrée. Enfin, des tiges filetées, espacées régulièrement de (... – 60 cm–30 cm–...), traversant les cinq interfaces, ont été vissées (fig. 8.6(b)).

8.1.2.3 La structure

Outre le fait d’avoir été conçue dans le but de reproduire un gabarit de maison utilisé pour la reconstruction en Haïti, il a été nécessaire de considérer les éléments suivants :

- La symétrie : étant le premier essai sismique de cette ampleur sur cette typologie constructive, il était nécessaire de réaliser un bâtiment symétrique afin d’éviter tout phénomène de torsion pouvant compliquer l’analyse des résultats.



(d) Limitations théoriques de la table vibrante en terme d'accélération, de vitesse et de déplacement en fonction de la masse embarquée

FIGURE 8.5 – Données fréquentielles et temporelles du signal lointain de Guadeloupe



(a) Positionnement du cadre dans le profilé métallique

(b) Serrage des lisses par l'intermédiaire de cale en bois et de tige filetées boulonnées

FIGURE 8.6 – Ancrage de l'ossature bois sur la table vibrante dans d'un cadre métallique encastrée sur cette dernière

- Les ouvertures : les portes et fenêtres ont été placées de manière à trouver un compromis entre la réalité du terrain (une à deux ouverture(s)/mur) et les contraintes de symétrie abordées précédemment. Ceci a gouverné le choix du nombre de cellules élémentaires dans la direction horizontale du panneau. Ainsi, une maison comprenant cinq pans de mur par façade permettait de répondre à cette problématique.
- L'orientation : le sens de fixation de la maison sur la table puis celui de la toiture sur cette

dernière ont été déterminés à partir d'une analyse modale numérique réalisée préalablement à la campagne expérimentale à partir du modèle EF simplifié basé sur l'assemblage des macro-éléments. Le sens du mouvement choisi permet d'activer le mode correspondant à la plus grande masse modale (proportion de la masse mise en mouvement pour un mode propre du bâtiment). L'orientation de la toiture a été déterminée de manière à obtenir une raideur minimale dans le sens de la sollicitation de la maison.

8.1.3 Instrumentation et mesure

Différents moyens de mesures ont été utilisés pour évaluer les déplacements, les accélérations et les forces. L'enregistrement était synchronisé pour l'ensemble de ces données sauf pour celui des efforts. L'obtention des déplacements permet l'analyse temporelle de la structure. C'est à partir de ces données que seront comparés les résultats numériques. La qualité des mesures de déplacements et leurs redondances au droit des positions importantes (en tête des murs de contreventement par exemple) sont des éléments primordiaux. L'enregistrement de l'accélération permet l'étude de la structure dans le domaine fréquentiel. Pour rappel, ce type d'analyse permet la détermination des fréquences propres, des amortissements et des déformées modales associés. Enfin, la mesure de la force permet d'étudier le comportement global Force-Déplacement et d'appréhender les grandeurs inertielles mises en jeu. Dans chaque cas, les caractéristiques des capteurs utilisés sont données. Leur position est indiquée dans la figure 8.7.

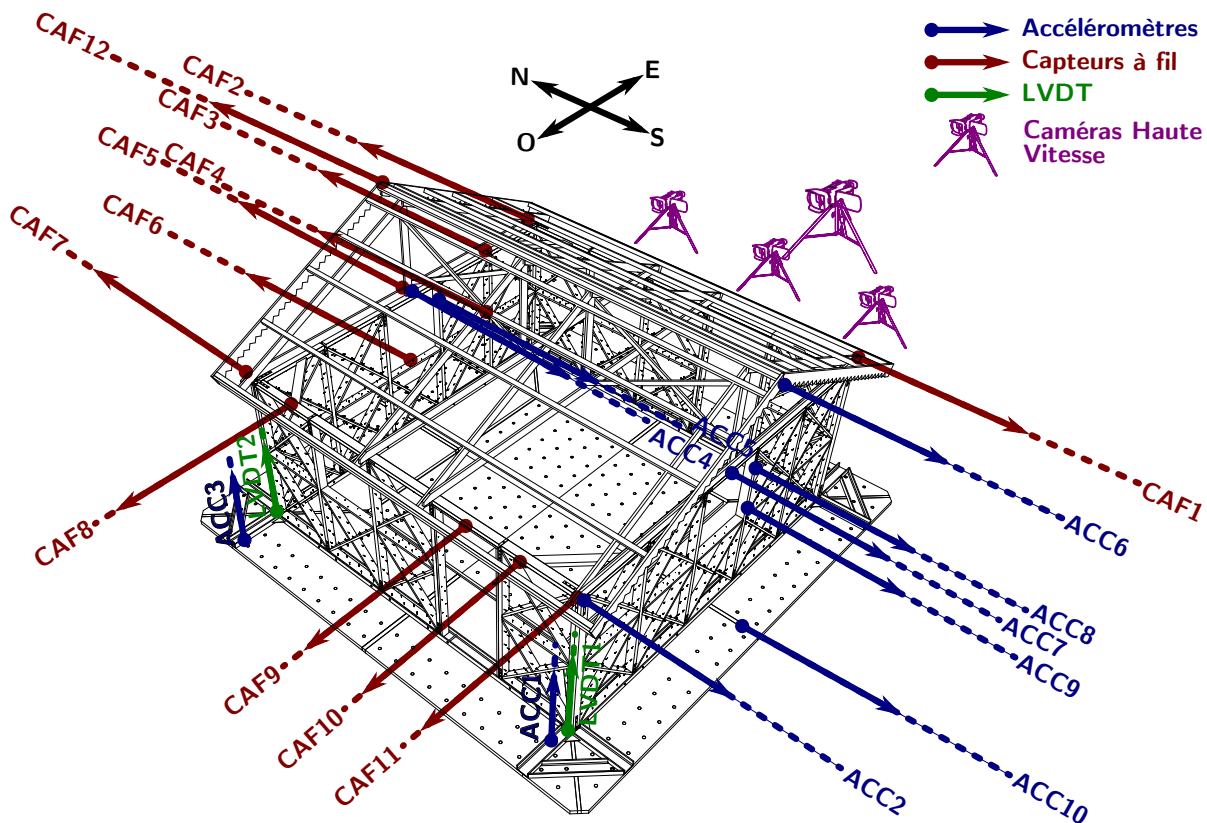


FIGURE 8.7 – Position des capteurs de mesure

8.1.3.1 Mesures de déplacements

Trois types d'instruments sont utilisés pour acquérir ces grandeurs : les capteurs à fil (ou capteur potentiométrique) qui mesurent les déplacements horizontaux, les LVDTs qui mesurent

les déplacements verticaux et les caméras rapides qui enregistrent le mouvement dans le plan du mur de contreventement.

- Capteurs à fil (CAF) : douze capteurs de déplacement potentiométrique Phimesure[®], Modèle CD50, d'une course de 1 m ont été utilisés (mesure absolue). Six d'entre eux étaient positionnés sur la façade Nord permettant d'obtenir une mesure aux nœuds principaux du mur, en presumant que son comportement serait symétrique. Trois capteurs étaient toutefois redondants : le CAF1 (situé sur la façade Sud) et le CAF2 dont leurs extrémités étaient attachées à chaque angle de la façade Est. Puis le CAF7 mesurait le déplacement en tête du mur Ouest afin de confirmer l'hypothèse selon laquelle la structure se déformerait symétriquement. Le dernier capteur de la façade Nord était le CAF12 situé au faîtage de la maison, permettant d'acquérir des données sur le mouvement de la toiture. Enfin, quatre capteurs (CAF8-11) étaient positionnés côté Ouest pour mesurer les déplacements hors plan du mur qui auraient pu être induits par les contreventements horizontaux du bâtiment.
- Capteurs LVDT : deux capteurs de ce type (RDP DCTH200AG) d'une course de ± 50 mm ont été utilisés pour quantifier le soulèvement des poteaux d'angle de la façade Ouest.
- Caméras rapides : Quatre caméras rapides ont été utilisées pour filmer les mouvements du mur de contreventement Est, à une vitesse comprise entre 100 et 150 ips (images par seconde), afin d'obtenir ensuite par corrélation d'images le champ de déplacement absolu de ce panneau. La vitesse d'acquisition a été déterminée de manière à ce qu'elle soit supérieure aux fréquences mises en jeu par le signal sismique (< 30 Hz soit 30 ips minimum) et de telle manière que la durée d'enregistrement puisse atteindre 50 secondes (limite de stockage de la mémoire des caméras en fonction de la qualité de l'image, du nombre de ips et de la durée d'acquisition). Voici les caractéristiques de l'installation :
 - 1 caméra v641 Phantom avec objectif 28 mm, possédant la qualité d'enregistrement la plus importante (4 mégapixels (2560×1600 pixels)), permettait de filmer l'ensemble du mouvement de la façade.
 - 3 caméras M310 Phantom avec objectif 105 mm, possédant une qualité d'enregistrement limitée à 1 mégapixel (1280×800 pixels), étaient positionnées afin de pouvoir filmer spécifiquement la déformation des assemblages du mur durant l'essai. Pour ce faire, l'objectif de chaque caméra était cadré en largeur sur deux poteaux consécutifs. Ainsi, le champ de la prise de vue cumulé des 3 appareils couvrait l'intégralité de la façade.
 - Mouchetis : il a consisté à réaliser une nuance de gris à partir de la projection de peinture noire, grise et blanche, dont l'impact devait mesurer environ 1 cm. Cette opération était nécessaire pour pouvoir réaliser la corrélation d'images ultérieure.
 - Éclairage 4000W (alpha 4K version) : afin que les caméras puissent distinguer correctement les contrastes du mouchetis, un projecteur puissant était nécessaire pour obtenir un éclairage uniforme et intense, ce qui n'est pas une opération triviale lorsque la surface visée mesure 3 m \times 6 m et qu'elle se situe à une distance de 5 m.
 - Post-traitement : une fois les vidéos enregistrées, des mesures de champs cinématiques sont réalisées par une technique de corrélation d'images numériques (CIN), avec le logiciel Tracker développé au laboratoire 3SR (Combe et Richefeu [29] et Richefeu *et al.* [129]). Le principe de la CIN utilisée dans cette étude est le suivant : les points intéressants à suivre cinématiquement sont préalablement sélectionnés (coordonnées XY en pixels). Ensuite, une imagerie est définie autour de chacun de ces points. Chaque imagerie carrée est constituée d'environ 400 pixels de niveaux de gris constituant ainsi un mouchetis unique. La CIN consiste alors à identifier ces images,

images après images, en tenant compte de leur déplacement et de leur rotation, par le biais de fonctions de corrélation sur les niveaux de gris. La condition nécessaire pour obtenir de bons résultats est que l'imagette recherchée ne se déforme pas d'une image à l'autre (le mouvement de corps rigide est donc obligatoire). Cette hypothèse est raisonnable pour les points positionnés sur le bois mais moins évidente concernant ceux placés sur le remplissage dont la mise en mouvement peut faire varier les contrastes (à cause de l'aspérité des pierres et de la terre). Enfin, on notera que les déplacements et les rotations mesurés sont obtenus à une échelle inférieure au pixel (interpolation numérique des niveaux de gris contenus dans les imagettes). Le niveau de précision de la mesure est alors de l'ordre de 0,1 pixel, soit 0,22 mm à l'échelle du bâtiment.

8.1.3.2 Mesures d'accélération

Des accéléromètres (ACC) Bruël & Kjaer type 4574 ont été utilisés pour acquérir les accélérations absolues en différents points de la structure. Le traitement des résultats a été réalisé avec le logiciel constructeur Bruël & Kjaer Pulse, Bruël & Kjaer Reflex et Matlab R2007b. La figure 8.7 présente leur position sur l'ouvrage durant les essais sismiques. L'ACC10 permet d'obtenir l'accélération de la table. À partir de cette dernière, il est possible d'obtenir les fonctions de transfert existantes entre la dalle et la position de capteur étudiée. Ainsi, l'ACC2 permet d'obtenir la fonction de transfert du mur de contreventement Ouest. Les ACC 4 et 7 fournissent cette donnée pour les murs sollicités hors-plan et l'ACC6 pour la toiture. Les ACC 5, 8 et 9 apportent des mesures relatives au mur Sud pertinentes pour obtenir les déformées modales entre chaque essai. Enfin, les ACC 1 et 3 indiquent l'accélération verticale des poteaux qui est une information intéressante pour la même raison.

L'analyse modale expérimentale (AME) réalisée à l'état initial de la maison s'est quant à elle déroulée de la façon suivante : un bruit blanc de faible intensité (amplitude de 0,5 mm RMS (*Root Mean Square*, valeur efficace) pondérée par $1/f^2$ ¹) est envoyé en commande à la table. Le mur est modélisé (cf. fig. 8.8) et des accéléromètres triaxes sont positionnés à chaque nœud du modèle. Le signal de la force mesurée par la cellule de charge en tête de vérin ainsi que les signaux d'accélération aux différents nœuds de l'ossature sont enregistrés sur une durée d'une minute. L'AME est réalisée en post-traitement par le calcul des fonctions de réponses en fréquence (FRF) des signaux accélérations au nœud par rapport au signal de la force. Ensuite les modes sont déterminés grâce à la synthèse de ces FRF par une courbe CMIF (Complex Mode Indicating Function).

Les résultats obtenus sont présentés dans le paragraphe 8.1.4.1.

8.1.3.3 Mesure de l'effort

L'effort nécessaire au vérin pour appliquer la sollicitation sismique a été mesuré par un capteur de force situé entre l'extrémité de l'actionneur hydraulique et la dalle. Les difficultés d'exploitation de cette mesure proviennent du fait que l'enregistrement de cette donnée n'était pas synchronisé avec celui des autres capteurs et que la variation de cette force était similaire à celle de l'accélération (pilotage en accélération), rendant difficile sa comparaison au déplacement.

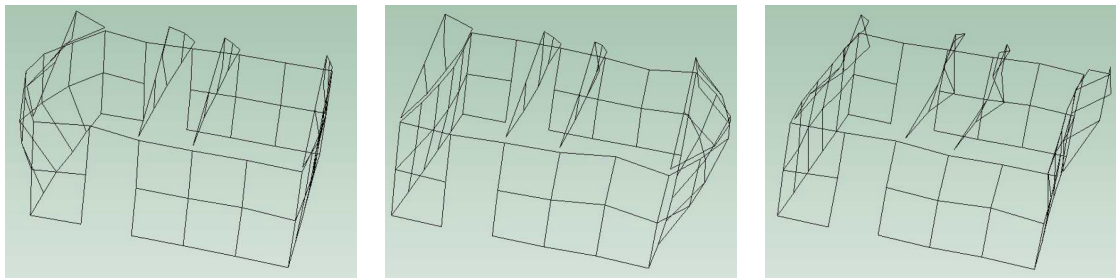
1. Le bruit blanc étant piloté en déplacement pour des raisons techniques, la pondération par $1/f^2$ permet d'obtenir une accélération constante égale à 0,03g RMS.

8.1.4 Résultats

8.1.4.1 Analyse fréquentielle

Analyse modale expérimentale (AME) :

L'analyse modale expérimentale a permis d'identifier trois modes principaux (fig. 8.8). Le premier et le second sont similaires et correspondent aux mouvements hors-plan du mur. Par ailleurs, l'écart de fréquence propre indique la différence de raideur des deux murs dans cette direction, provenant de la variabilité du montage (assemblage, bois, maçonnerie). Ces fréquences permettront de donner une indication concernant la validité des raideurs utilisées pour le modèle numérique, notamment pour le mode 3 concernant le comportement des murs Est-Ouest en cisaillement.



(a) 1^{er} mode : mur Sud - $f_0 = 5,2 \text{ Hz} - \xi = 5,2\%$ (b) 2^e mode : mur Nord - $f_1 = 5,9 \text{ Hz} - \xi = 5,7\%$ (c) 3^e mode : murs de contreventement (déformation en parallélogramme) - $f_2 = 10,9 \text{ Hz} - \xi = 5,3\%$

FIGURE 8.8 – Modes propres de la structure obtenu à partir de l'AME, [44]

Ensuite l'AME permet de mesurer un taux d'amortissement de la structure existant pour une sollicitation d'amplitude extrêmement faible (0,5mm RMS) correspondant directement à la valeur du taux d'amortissement visqueux à sélectionner pour le calcul numérique en dynamique. En effet, pour ces amplitudes, il peut raisonnablement être considéré que la maison se comporte de manière élastique et que la valeur de ξ mesurée n'est ainsi pas structurelle. Par la méthode Rayleigh, il se sera donc possible de définir un taux d'amortissement visqueux égale à la moyenne expérimentale de ξ obtenue pour les deux premiers modes principaux.

8.1.4.2 Analyse de l'endommagement entre chaque essai

Une analyse de l'endommagement de la maison a été effectuée en traçant les fonctions de réponse en fréquence (FRF) entre les accélérations mesurées au droit de l'ACC7 et de la table (ACC10), durant les bruits blancs effectués entre chaque sollicitation sismique. La FRF est la représentation fréquentielle du rapport de l'accélération en tête de mur sur l'accélération de la table.

La figure 8.9 permet de constater l'impact des différents signaux sismiques sur la structure. Le séisme 100 % d'Haïti n'a pas modifié l'amplitude du spectre et a faiblement décalé la fréquence propre. Cette modification peut être interprétée par le réarrangement structural nécessaire en début d'essai au cours duquel les jeux existants sont rattrapés et les positions d'équilibre instable de certains éléments (pierres, terre, clous) modifiées pour une position définitive. Ensuite le passage des signaux Haïti 200 et 300 % a considérablement abaissé l'amplitude et la fréquence propre de la structure qui se caractérise par une diminution de sa raideur consécutive à son endommagement. Il est intéressant de noter que ces endommagements étaient à peine visibles. La figure 8.10 illustre l'endommagement le plus important, observable au niveau des connexions (mur Sud sollicité hors-plan, connexion en tête et au milieu du panneau). Suite au passage des

trois premiers signaux, une réparation a été effectuée consistant à replanter le clou déchaussés. La figure 8.9 illustre les gains de fréquence et d'amplitude apportés par cette opération, soulignant l'influence significative de cette intervention sur la raideur de la structure. Enfin, à la suite de l'application des sollicitations sismiques Guadeloupe 100 % puis 300 % à la structure, l'analyse dans le domaine fréquentiel montre que la fréquence principale tend vers 3,5 Hz.

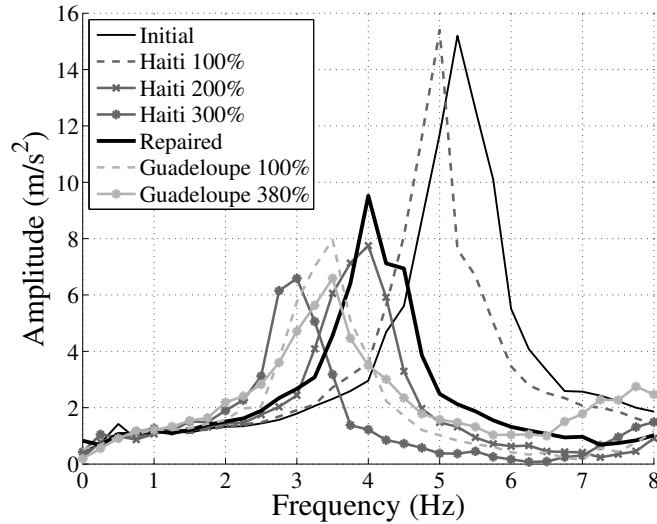
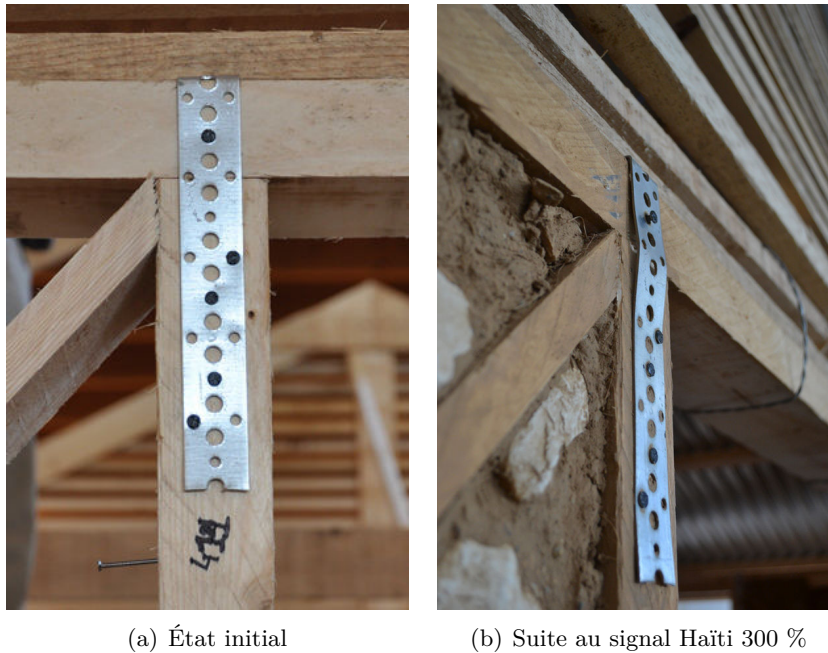


FIGURE 8.9 – FRF des Bruits effectuée entre chaque séisme (ACC7/ACC10), [44]



(a) État initial

(b) Suite au signal Haïti 300 %

FIGURE 8.10 – Endommagement le plus important observable au niveau des connexions suite au signal Haïti 300 % (mur Sud sollicité hors-plan, connexion en tête et au milieu du panneau)

8.1.4.3 Analyse temporelle

L'analyse temporelle se base ici sur l'étude des déplacements en fonction du temps obtenu par les capteurs à fil, les LVDT et par les caméras rapides. Les déplacements permettent clairement de montrer la non-linéarité des grandeurs mesurées entre chaque passage de signal. Les

valeurs maximales obtenues dans chaque cas sont données dans les tableaux 8.2, 8.3, 8.4 et 8.5.

Symétrie de la structure :

La figure 8.11(a) compare les réponses des capteurs à fil positionnés en tête de mur sur la façade Nord (CAF2 et CAF7) obtenues pour le signal d'Haïti 300 %. La figure 8.11(b) en indique la différence au cours du temps qui peut atteindre 4 mm. Cela n'est pas surprenant étant donné la fréquence des signaux. Ce graphique permet surtout de signifier que globalement, la différence est faible. Les différences obtenues pour les valeurs maximales sont quant à elles indiquées dans le tableau 8.2 par leur valeur moyenne (\bar{X}), écart-type (σ_d) et coefficient de variation (c_v). Ce dernier souligne le faible écart mesuré par ces CAF, indiquant que la structure se comporte bien de façon symétrique.

TABLE 8.2 – Comparaison des valeurs maximales des déplacements mesurées en tête des murs de contreventement

		caf1 (mm)	caf2 (mm)	caf7 (mm)	$ \bar{d}_{max} $ (mm)	σ_d (mm)	C_v -	$\frac{ \bar{d}_{max,X\%} }{ \bar{d}_{max,100\%} }$
Haiti 100%	-	2,47	2,23	2,1	2,27	0,19	8,28	1
	+	3,16	3,01	3,6	3,26	0,31	9,42	1
Haiti 200%	-	6,94	7,83	6,1	6,96	0,87	12,44	3,06
	+	8,78	7,42	9,1	8,43	0,89	10,58	2,59
Haiti 300%	-	11,87	13,49	11,08	12,15	1,23	10,11	5,35
	+	13,2	11,65	11,9	12,25	0,83	6,79	3,75
Gua. 100%	-	7,11	7,43	5,77	6,77	0,88	13,01	1,00
	+	6,15	6,52	7,31	6,66	0,59	8,90	1,00
Gua. 380%	-	40,06	45,17	39,95	41,73	2,98	7,15	6,16
	+	37,38	35,45	35,03	35,95	1,25	3,49	5,40

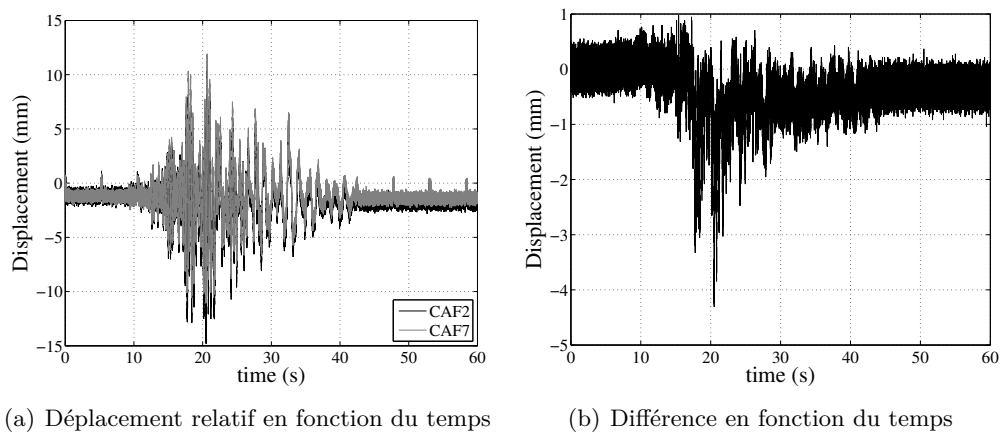


FIGURE 8.11 – Signal Haïti 300 % – Comparaison des mesures obtenues pour CAF2 et CAF7

La figure 8.12 décrit les mêmes éléments que la précédente entre les CAF 1 et 2 situés aux extrémités hautes du même mur (façade Est). Elle indique que la lisse haute se déplace de façon équivalente sur toute sa longueur (poutre rigide).

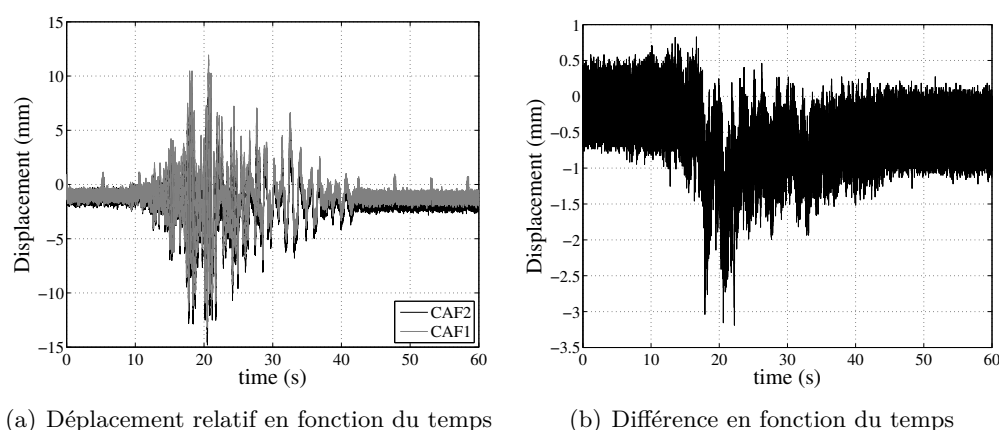


FIGURE 8.12 – Signal Haïti 300 % – Comparaison des mesures obtenues pour CAF1 et CAF2

Murs sollicités hors plan et toiture :

La figure 8.13 compare, pour le signal d'Haïti 300 %, l'enregistrement du CAF5 situé au centre et en tête du panneau Nord avec celui du CAF12 situé au faîtage (fig. 8.13(a)) et celui du CAF6 positionné à mi-hauteur du même mur (fig. 8.13(b)). Les valeurs maximales mesurées au faîtage révèlent qu'une grande partie de l'énergie est dissipée entre ce point et le haut des murs, puisqu'un rapport supérieur à trois sépare les valeurs maximales des déplacements mesurés par les CAF 5 et 12 (cf. fig. 8.13(a)). Cette différence s'explique par la légèreté de la toiture qui entraîne des forces d'inertie faibles et par l'endommagement des connexions entre les fermes et les murs. La figure 8.13(b) indique que la différence existante entre les mesures des CAF 5 et 6 est inférieure à un rapport 2 significatif de la différence d'inertie provenant de l'ouverture dans la façade Nord et dans une moindre mesure des dissipations d'énergie existantes entre les poteaux et la lisse haute du mur.

TABLE 8.3 – Déplacements relatifs maximum mesurés par CAF5 au milieu du mur sollicité hors-plan

Signal	Haiti 100%	Haiti 200%	Haiti 300%	Gua. 100%	Gua. 380%
CAF5 (mm)	12,6	44,1	89,7	34,08	200,25
	$\times 1$	$\times 3,5$	$\times 7,1$	$\times 1$	$\times 5,9$
	-11,2	-39,9	-88,5	-30,73	-207,01
	$\times 1$	$\times 3,6$	$\times 7,9$	$\times 1$	$\times 6,7$

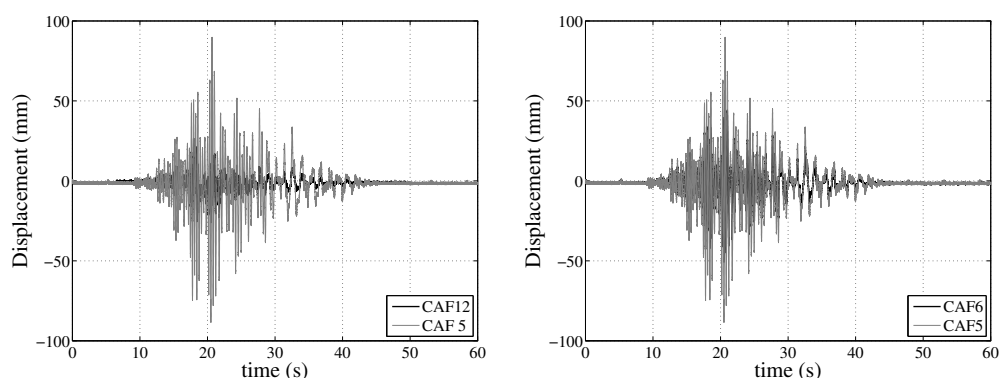
Ces observations sont généralisables à l'ensemble des signaux d'Haïti comme l'indique le graphique de la figure 8.14 illustrant les déformations en élévation du mur et de la toiture de la façade Nord. Elle dépeint les non linéarités de ces dernières, pour une même hauteur de structure, entre chaque séismes, soulignant l'apparition d'endommagement dans les murs et à l'interface entre ces murs et la toiture. Cet endommagement est d'autant plus marqué que la hauteur observée est importante. Ainsi alors que les déplacements en tête du mur ont tendance à s'amplifier, ceux du faîtage n'augmentent quasiment plus entre le signal 200 et le 300 %.

8.1.4.4 Murs de contreventement :

Comme leur nom l'indique, ces éléments permettent à la structure de pouvoir résister aux efforts horizontaux engendrés par l'inertie de la masse mise en mouvement. Ils font l'objet de l'étude multi-échelles décrite dans ce manuscrit. Ce paragraphe s'attache à décrire le déplacement

TABLE 8.4 – Accélérations relatives maximales

Signal	Haiti 100%	Haiti 200%	Haiti 300%	Guadeloupe 100%	Guadeloupe 380%
ACC7 (g)	1,04	3,02	9,83	1,69	9,14
	$\times 1$	$\times 2,9$	$\times 9,4$	$\times 1$	$\times 5,4$
	-1,36	-2,21	-8,40	-1,84	-11,72
	$\times 1$	$\times 1,6$	$\times 6,2$	$\times 1$	$\times 6,3$
ACC2 (g)	0,32	0,95	1,71	1,11	3,88
	$\times 1$	$\times 3$	$\times 5,3$	$\times 1$	$\times 3,5$
	-1,36	-2,21	-8,40	-1,84	-11,72
	$\times 1$	$\times 1,6$	$\times 6,2$	$\times 1$	$\times 6,4$



(a) Par rapport au Faîtage

(b) Par rapport à la lisse intermédiaire

FIGURE 8.13 – Signal Haïti 300 % – Comparaison des déplacements au faîtage (CAF12) et au niveau de la lisse intermédiaire (CAF6) par rapport au déplacement en tête et au milieu du mur (CAF5)

TABLE 8.5 – Déplacements, accélérations et efforts maximum relatifs au mouvement de la table

Signal	Haiti 100%	Haiti 200%	Haiti 300%	Guadeloupe 100%	Guadeloupe 380%
Déplacement (mm)	35,4	70,9	106,5	30,3	115,6
	-33,3	-66,8	-100,0	-21,1	-81,1
Charge (kN)	27,4	60,8	68,6	35,9	154,0
	-35,4	-67,6	-66,5	-45,4	-134,8
Accélération (g)	0,24	0,51	0,80	0,40	1,91
	-0,34	-0,56	-0,85	-0,40	-1,92

en tête obtenu pour les trois signaux sismiques ainsi que le soulèvement des poteaux. Ensuite une comparaison est réalisée entre les résultats obtenus par la CIN et par les CAF.

Déplacement en tête :

L'allure des déplacements mesurés en ces points par les CAF 1, 2 et 7 est illustrée dans la figure 8.11 et 8.12 pour le séisme d'Haïti 300 %. Les valeurs maximales obtenues pour les trois séismes sont quant à elles résumées dans le tableau 8.2. Les données de ce dernier permettent de constater que le coefficient de variation des déplacements maximums moyens est inférieur à 10 %

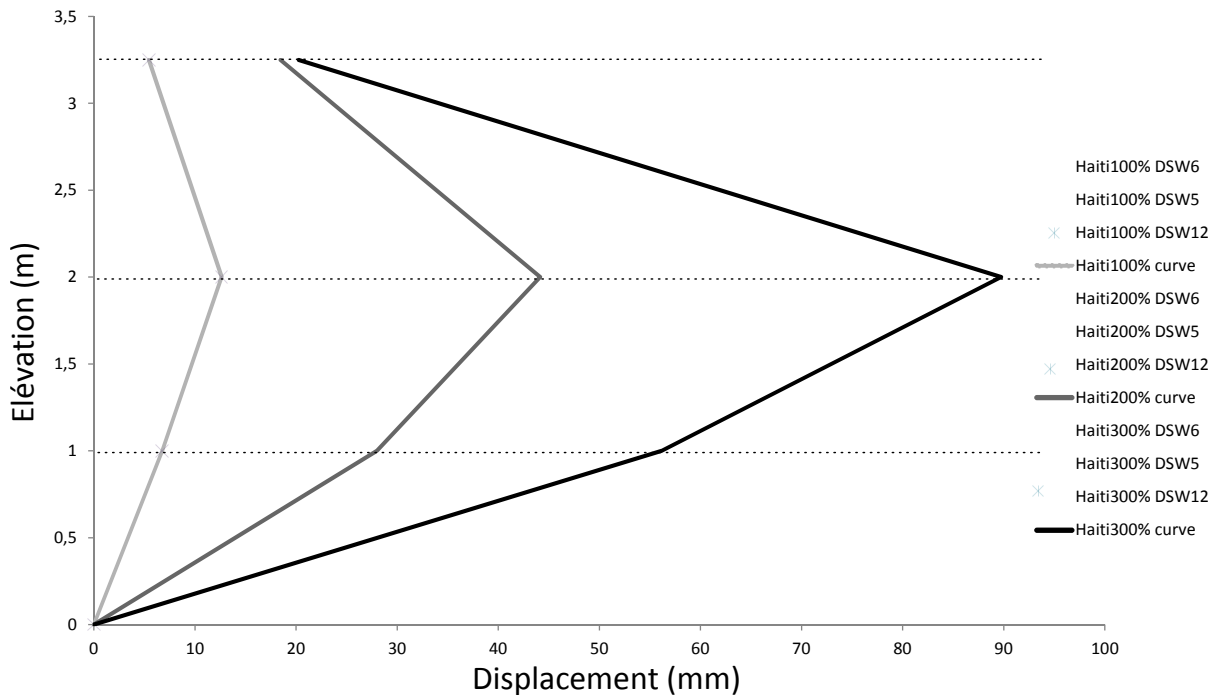


FIGURE 8.14 – Déformation hors plan de la façade Nord pour chaque signal d’Haïti à mi hauteur du mur (DW6), en tête de mur (DW5) et au niveau du faîtage (DW12)

indiquant que la structure se déforme de manière symétrique. Or, pour le signal d’Haïti à 100 %, ces valeurs sont très faibles avec 2,27 mm du côté négatif et 3,26 mm du côté positif, soit un *drift* maximal de 0,2 %. Pour le 200 %, ces valeurs sont respectivement multipliées par 3,06 et 2,59 et enfin pour le 300 %, elles sont amplifiées par un facteur de 5,35 et 3,75. Cette non-linéarité de l’augmentation du déplacement indique que la structure s’endommage. En comparant ces données à la courbe oligocyclique du comportement Force-Déplacement du mur (échelle 3), il peut être remarqué que la structure possède encore une réserve importante de résistance puisqu’à 12,25 mm, la force vaut environ 15 kN pour une résistance maximale de 40 kN (cf. chapitre 7). Bien entendu le mur étudié à l’échelle 3 est différent des façades construites à l’échelle de la maison, qui comportent une cellule élémentaire supplémentaire dans leur longueur et deux ouvertures, cependant l’ordre de grandeur reste similaire comme cela sera décrit dans la partie numérique (§ 8.2). Pour le signal Guadeloupe 380 %, le déplacement maximal en tête a atteint 41,73 mm, ce qui correspondrait à une force supérieure à 30 kN par rapport à la réponse de la structure étudiée à l’échelle 3. Il est intéressant de souligner que malgré la sollicitation plus importante de la maison par ce dernier signal, il avait été observé dans le paragraphe concernant l’analyse fréquentielle que la fréquence propre du premier mode était toujours plus haute que celle consécutive au séisme 300 % d’Haïti et de plus, quasiment également à la fréquence atteinte suite au signal Guadeloupe 100 %. Il semblerait, donc que malgré l’augmentation de la sollicitation sismique, la fréquence propre est donc la raideur aient atteint une valeur constante significative d’un endommagement important.

Les valeurs d’efforts acquises par la cellule d’effort ne peuvent pas être utilisées directement pour observer le comportement Force-Déplacement du mur. La table vibrante est pilotée en accélération et en déplacement. Ainsi, le vérin applique, en temps réel, l’effort adapté pour atteindre les valeurs d’accélération et de déplacement cibles. La réponse temporelle, mesurée par le capteur de force, possède donc une fréquence similaire à celle de l’accélération qui est supérieure à la fréquence du déplacement (cf. fig. 8.15). Pour les mêmes raisons, il n’est pas aisé d’obtenir une force comparable au déplacement à partir du principe fondamental de la

dynamique et des données accélérométriques.

Dans la littérature, le moyen d'obtention de la réaction, à la base de la structure, pour des essais sur table vibrante à l'échelle du bâtiment, n'a pas pu être trouvé. Concernant les essais dynamiques à l'échelle d'un mur, une seconde cellule d'effort (différente de celle utilisée au niveau du vérin) est ajoutée et permet ainsi d'obtenir des valeurs d'efforts comparables à ceux des déplacements (Stewart [135] et Dolan [39]).

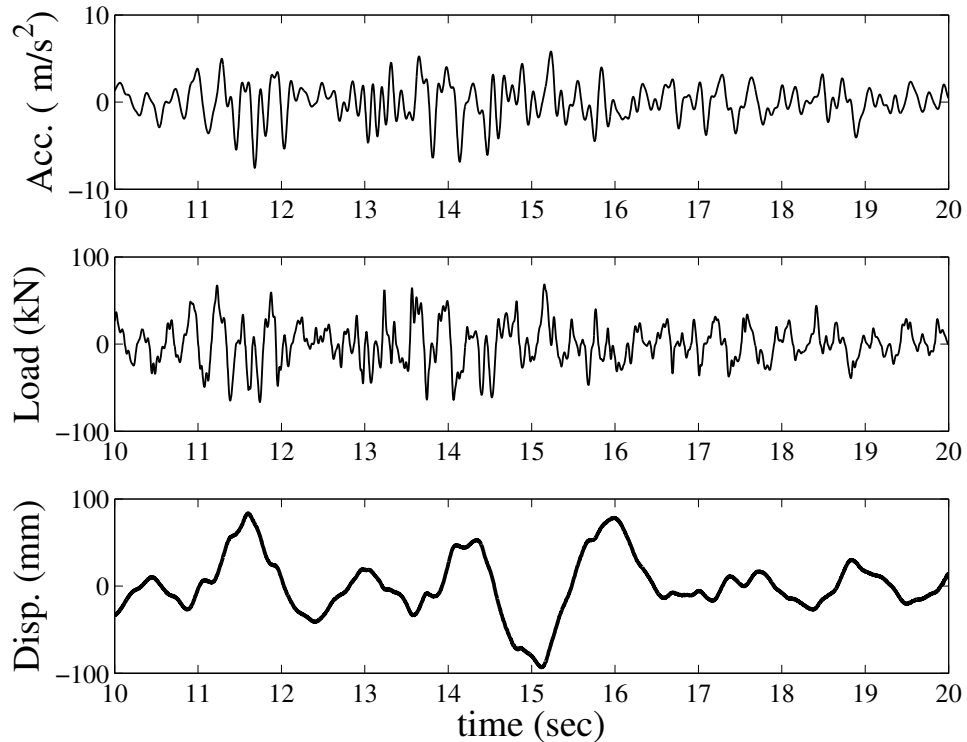


FIGURE 8.15 – Comparaison, dans le domaine temporelle, des réponses en Accélération, Force et déplacement, mesurées au niveau de la table vibrante

Soulèvement des poteaux :

Tout comme pour le déplacement en tête du mur, le soulèvement des poteaux d'angle des murs de contreventement, directement lié à ce dernier (cf. [21]), atteint une valeur maximale de 3,2 mm relativement modérée pour le séisme d'Haïti à 300 % (fig. 8.16), alors que le pic moyen atteint lors des essais des assemblages de type-1 à 8 clous est de 10,7 mm (cf. chapitre 5). Pour le signal de Guadeloupe 380 %, le poteau s'est soulevé jusqu'à 9,1 mm, ce qui est cohérent avec les observations faites pour le déplacement en tête de mur.

Corrélation d'images numériques (CIN) :

La CIN est un outil peu utilisé à une telle échelle car plus complexe à mettre en œuvre par rapport aux études conduites au niveau du matériau (*e.g.* suivi de l'ouverture de fissure dans une éprouvette en béton) du fait des dimensions mises en jeu, impactant toute la gamme de matériel requis (éclairage, optique, mouchetis). Il a donc été nécessaire de valider les résultats obtenus par la CIN. Pour ce faire, ce paragraphe présente tout d'abord la comparaison des déplacements en tête puis l'étude des déplacements des connexions de type-1, de type-2 et du remplissage.

La figure 8.17 présente la position des 330 points sélectionnés pour la réalisation de la CIN. Dans une première étape d'analyse, les points caractéristiques suivants ont été utilisés pour cette étude :

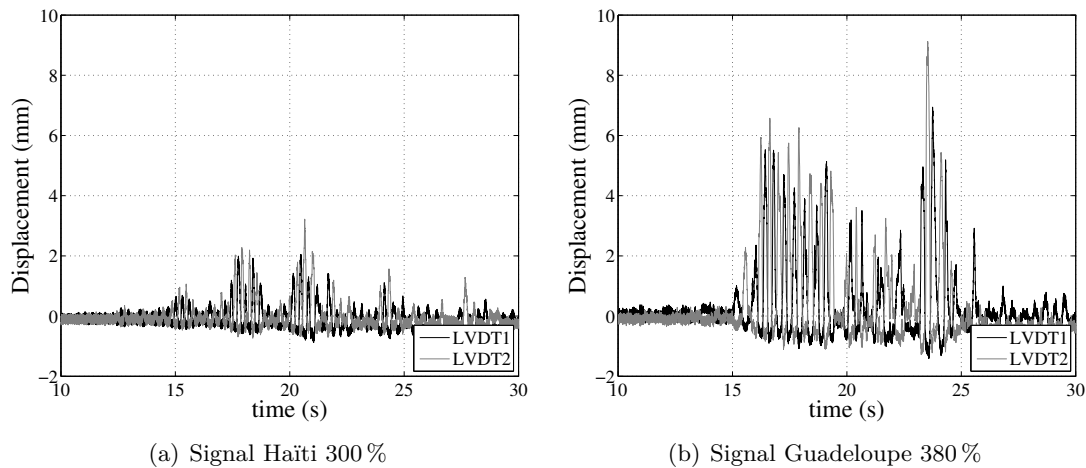


FIGURE 8.16 – Soulèvement des poteaux d'angle de la façade Ouest en fonction du temps

- Point 329 et 330 : Chacun est localisé sur le U métallique solidaire du bâti. Ces derniers permettent de calculer le déplacement relatif des autres nœuds.
- Points 1 et 66 : situés chacun à l'extrémité haute de l'un des poteaux d'angle : ils permettent de valider la qualité des résultats de la CIN.
- Points 11, 133 et 282 : les deux premiers sont respectivement situés sur la connexion de type-1 en bas du poteau d'angle de gauche et à l'extrémité basse de la diagonale connexe. Le troisième est positionné de façon similaire sur la diagonale adjacente au poteau d'angle droit. Ces nœuds permettent d'obtenir le déplacement latéral dans les connexions de type-1.
- Points 143, 163 et 176 : tous trois situés au droit de l'assemblage de type-2 à gauche de la fenêtre. Le premier est à l'extrémité de la diagonale de la cellule haute, le second est sur la lisse centrale et le dernier sur la diagonale de la cellule basse.

La figure 8.18 illustre les résultats obtenus pour le nœud 330 positionné sur la table vibrante et les compare aux déplacements mesurés par le LVDT situé au niveau du vérin. La corrélation de ces deux informations est excellente et permet de valider l'obtention de déplacements globaux par la CIN.

La figure 8.19(a) illustre les résultats obtenus pour le nœud 66 (déplacement relatif dans le sens longitudinal) et les compare aux déplacements mesurés par CAF2. Selon la même démarche que pour la confrontation des données des CAF 1, 2 et 7, la figure 8.19(b) donne la différence existante entre les mesures acquises au droit du CAF2 et du point 66. Il peut être constaté que cette grandeur est similaire à l'écart relevé entre les enregistrements des CAF, ce qui permet également de valider l'utilisation de ce procédé pour l'obtention de déplacements relatifs.

La figure 8.20 contient les différentes analyses réalisées pour le séisme d'Haïti 300 % à partir de la CIN.

Les figures 8.20(a) et 8.20(b) présentent respectivement le déplacement latéral (points 11, 133 et 282) et vertical (points 11 et 77) dans les connexions de type-1. Il est possible de constater quatre choses :

- La déformation en cisaillement dans les connexions est du même ordre de grandeur que celle obtenue en traction.
- L'extrémité des diagonales en liaison avec l'assemblage se déplace de manière équivalente.



FIGURE 8.17 – Maillage du mur sous le logiciel Tracker

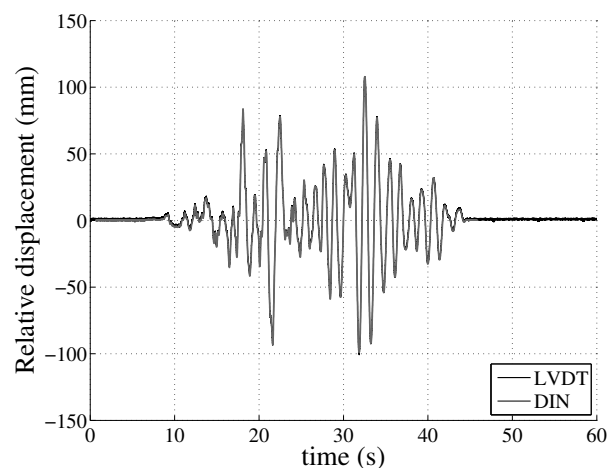


FIGURE 8.18 – Comparaison du mouvement de la table vibrante mesurée par le LVDT situé au niveau du vérin et par la CIN

- La capacité, en terme de déplacement dans la direction horizontale, de 50 mm, relative au déplacement atteint au pic pour un assemblage à 8 clous, sollicité dans ces deux directions, est loin d'être atteinte alors que l'on est à 1/3 de celle en traction valant 10,7 mm.
- Par ailleurs, ces valeurs de soulèvement des poteaux soulignent la symétrie du comportement de la structure à ces niveaux locaux et confirment à nouveau que la CIN permet d'obtenir des résultats satisfaisants.

Les figures 8.20(c) et 8.20(d) présentent respectivement le déplacement latéral (points 301, 309 et 321) et vertical (points 143, 463 et 176) dans la connexion de type-2 située à gauche de la fenêtre. Elles illustrent des déplacements du même ordre de grandeur que pour ceux des

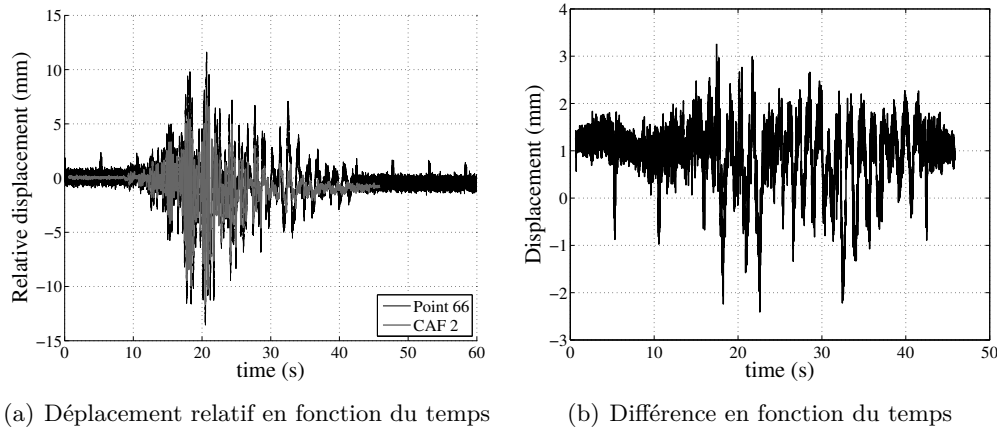


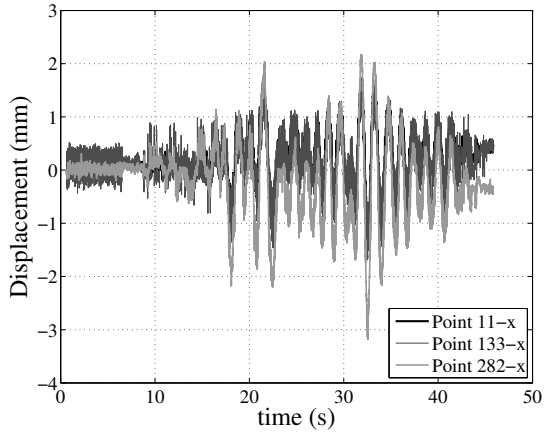
FIGURE 8.19 – Signal Haïti 300 % – Comparaison des mesures obtenues pour CAF2 et par la caméra rapide en tête de mur

assemblages de type-1 et dans des proportions équivalentes selon les deux directions. L'énergie dissipée au droit de ces nœuds, comportant 6 clous au total, doit être substantielle. Leur étude constitue donc une importante perspective de ce travail qui permettrait sans doute d'améliorer encore le modèle numérique.

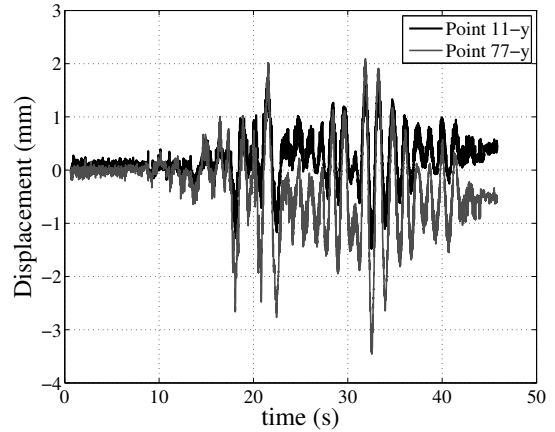
8.1.5 Conclusion

Cette partie expérimentale, concernant les tests sismiques de la maison à ossature bois avec remplissage, apporte des informations très intéressantes concernant le comportement de cette typologie constructive et confirme une nouvelle fois que ses performances parasismiques sont excellentes. Après le passage de 5 signaux sismiques d'une magnitude supérieure à 6,8, possédant des accélérations ayant atteint 1g dans le cas du signal Guadeloupe 380 %, la structure est restée en place et possédait encore une capacité portante substantielle en regard des déplacements atteints dans les assemblages. Outre les analyses fréquentielles et temporelles développées à partir des résultats des capteurs à fil, des LVDT ou des accéléromètres, un outil, innovant à cette échelle pour ce type d'essai, a été utilisé pour acquérir le champ de déplacement d'une façade du bâtiment (caméras haute vitesse). Les mesures obtenues par ces appareils, comparées à celles des CAF, ont permis d'en valider les résultats.

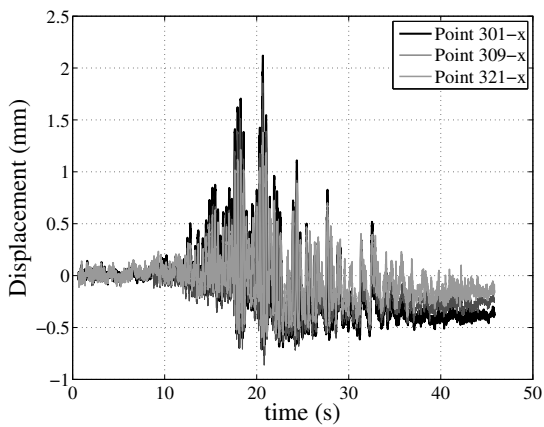
Cette base de données va également permettre d'appréhender les performances du modèle numérique par rapport à ses capacités de prédiction du comportement sismique de la maison.



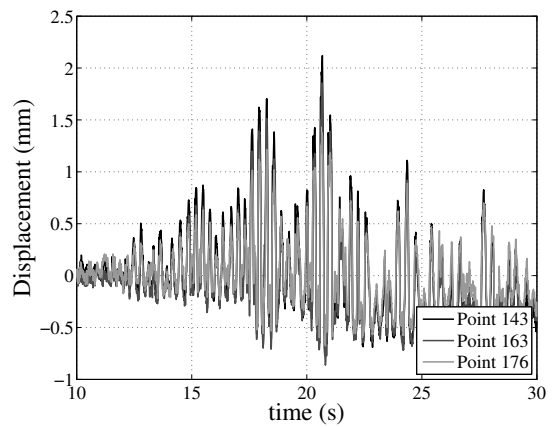
(a) Connexion type-1 – Déplacements horizontaux



(b) Connexion type-1 – Déplacements verticaux



(c) Connexion type-2 – Déplacements horizontaux



(d) Connexion type-2 – Déplacements verticaux

FIGURE 8.20 – Analyse des déplacements horizontaux et verticaux dans les connexions de type-1, de type-2 et dans le remplissage, pour le signal d'Haïti 300 %

8.2 Modélisation

Cette partie s'attache à décrire la modélisation réalisée dans l'objectif de prédire le comportement de la maison, notamment pour le déplacement en tête des murs de contreventement, à partir d'un assemblage de macro-éléments (comme cela a été fait à l'échelle du mur - échelle 3).

Le premier paragraphe décrit les caractéristiques du modèle, la seconde explique la méthode push-over utilisée en amont de la campagne expérimentale, la troisième aborde l'analyse modale réalisée et la dernière présente la comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques dans le domaine temporel permettant de valider le modèle et l'analyse multi-échelles.

8.2.1 Maillage de la maison

Le maillage, présenté par la figure 8.21(a), est composé de l'ossature bois poutre-poteaux définie par des éléments barres et par des poutres de Bernoulli. Les barres sont rotulées à leurs extrémités et les poutres sont continues sur toute la longueur de l'élément structural modélisé (poteau, lisse et arbalétrier) et rotulées à leurs extrémités. La reprise des efforts horizontaux est assurée par un élément hystérétique unidirectionnel portant la loi du macro-élément calibrée à l'échelle 2. Ainsi la résistance hors-plan des murs est assurée par la résistance en flexion des poteaux et des poutres continues que constituent la lisse haute et l'entrait des fermes de façade.

La liaison de la toiture est assurée par des relations cinématiques entre les nœuds de sa base et ceux des extrémités hautes des poteaux. Les valeurs utilisées pour les paramètres matériaux sont identiques à ceux de l'échelle 2.

La répartition de la masse du remplissage est visible dans la figure 8.21(b), sa valeur est proportionnelle au rayon de la sphère correspondante. L'hypothèse a été faite qu'à chaque nœud $1/4$ de la masse M de chaque cellule en contact était affectée. Ainsi, un nœud en contact avec quatre cadres remplis sera pondéré d'une masse M . Si le nœud est situé au niveau de la lisse haute entre une cellule remplie et une ouverture, la masse attributée sera égale à $M/4$. Suite à la pesée de deux cellules élémentaires avec remplissage en maçonnerie de pierres, leur masse a été déterminée pour des valeurs proches de $M = 150$ kg.

Finalement, le modèle complet possède environ 500 *ddl* ce qui est peu pour une modélisation à l'échelle d'un bâtiment. Cela permet de réaliser des calculs en dynamique très rapidement (~ 1 heure de calcul pour 6000 incréments répartis sur 60 secondes). À titre comparatif, la modélisation détaillée du bâtiment réalisée par Hicyilmaz *et al.* [84] nécessitait des temps de calcul de 68 heures pour obtenir un résultat. Si l'on considère que la structure modélisée par Hicyilmaz *et al.* [84] est à peu près trois fois plus grande que celle présentée dans ce chapitre, l'approche simplifiée, développée dans ce manuscrit, permet de réaliser des calculs 20 fois plus rapidement.

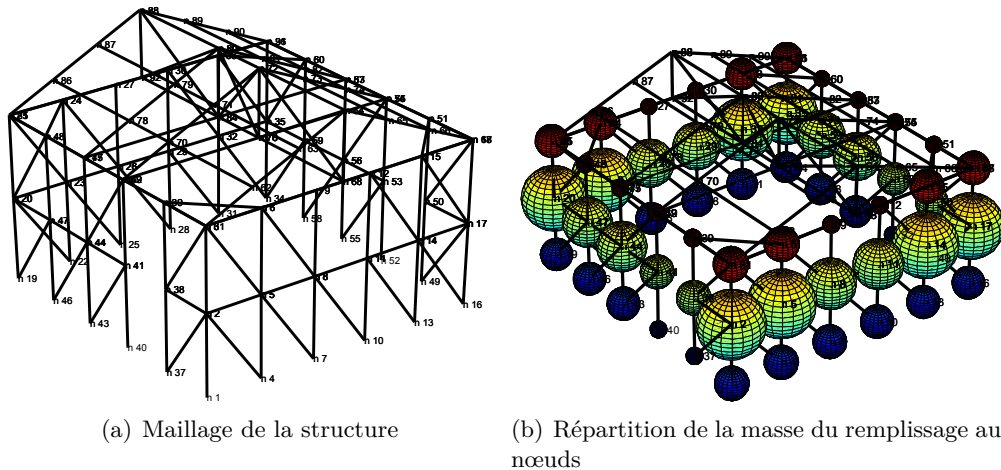


FIGURE 8.21 – Maillage de la structure basé sur l'assemblage des macro-éléments

8.2.2 Analyse Modale

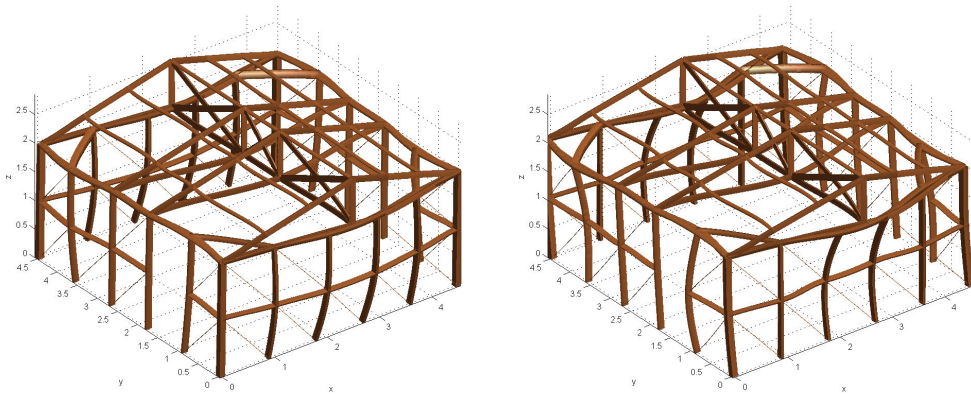
La prédiction de la fréquence des modes est délicate à réaliser précisément car elle dépend des caractéristiques des poutres pour les façades hors-plan et en plus, elle dépend de la raideur initiale de l'élément hystérétique pour les murs de contreventement. La première a été déterminée conformément à l'Eurocode 5 (EN 1995-1-1 [50]) et la seconde a été déterminée à partir du calage du macro-élément réalisé à l'échelle 2. Pour rappel, sa raideur $K_0 = 1,6$ kN/mm² correspond à la valeur de la courbe enveloppe (cf. § 7.2).

La représentation des modes prédits par le modèle est illustrée dans la figure 8.22.

Le mode 1 (fig. 8.22(a)) a une fréquence de 4,68 Hz et correspond à la résonance des murs sollicités hors-plan. Il permet de mettre en mouvement 49 % de la masse totale du bâtiment. Comparativement, l'analyse modale expérimentale (AME) avait détecté deux modes équivalents à ce dernier, compris entre 5,2 et 5,7 Hz, dû à l'impossibilité d'obtenir deux murs de raideurs

identiques *in-situ*. La raideur expérimentale plus importante peut provenir d'un bois de classe mécanique supérieure à celle annoncée par le fournisseur. En effet, comme cela a été décrit dans la partie 5, la masse volumique est très variable. A cela s'ajoute la raideur hors plan, apportée par le remplissage, qui n'est pas prise en compte dans le modèle. Une autre analyse modale du bâtiment a donc été réalisée pour vérifier cette influence. La classe mécanique initiale du bois C18 a été modifiée par une classe C24 ($E_{0,mean} = 11 \text{ kN/mm}^2$ et $\rho_{mean} = 420 \text{ kg/m}^3$). Le mode 1 est alors obtenu pour une fréquence de 5,1 Hz ce qui confirme les hypothèses précédentes.

Le mode 2 (fig. 8.22(b)) est quant à lui observable à une fréquence de 12,65 Hz pour laquelle les murs se mettent en résonance. Il sollicite 23 % de la masse totale de la structure. L'AME a mis en évidence ce mode à une fréquence de 10,9 Hz, ce qui confirme la bonne grandeur conservée pour la raideur des cellules élémentaires.



(a) Mode 1 – $f_0 = 4,68 \text{ Hz}$ et $\nu_{m1} = 49 \%$ (b) Mode 2 – $f_1 = 12,65 \text{ Hz}$ et $\nu_{m2} = 23 \%$

FIGURE 8.22 – Analyse modale – fréquence propre (f) et proportion de la masse modale mise en mouvement par rapport à la masse totale (ν_m)

L'amortissement visqueux est identifié par la méthode de Rayleigh à partir de ces deux modes. L'AME a permis d'obtenir un amortissement visqueux de 5,2 % et 5,7 % pour les deux premiers modes expérimentaux et de 5,3 % pour le troisième. Ces valeurs sont tout à fait cohérentes avec les valeurs utilisées pour la construction bois. Pour rappel, cet amortissement est indépendant de l'amortissement structural puisque les sollicitations très faibles, imposées à la structure durant le bruit blanc de 0,5 mm RMS, possèdent une accélération constante de 0,03g, et sont trop faibles pour l'amorcer. Étant donné que les modes 1 et 2 expérimentaux correspondent au mode 1 numérique, ξ est pris comme la moyenne des amortissements des trois premiers modes expérimentaux : $\xi = 5,4 \%$. Ainsi, la valeur de $\xi = 5,4 \%$ a été retenue, pour le mode 1 ($f_0 = 4,68 \text{ Hz}$) et pour le mode 2 ($f_1 = 12,65 \text{ Hz}$), afin de calculer l'amortissement de Rayleigh.

8.2.3 Analyse Push-over

Ce type d'analyse, présenté dans la partie 1, a été utilisé en amont de la campagne expérimentale sur table vibrante afin de s'assurer que la structure résisterait bien au signal d'Haïti à 100 %. En effet, elle permet de comparer la courbe de capacité de la maison, dans le repère ARDS (Acceleration Displacement Response Spectrum), au spectre de réponse élastique du signal sismique auquel est soumis le bâtiment.

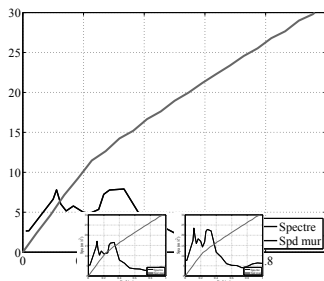
Cette superposition, associée à une réduction du spectre adéquat permet de trouver le point de performance de la structure (point d'intersection des deux courbes). Ce point définit le

déplacement ainsi que les efforts subis par la structure au cours de la sollicitation sismique.

La marge est alors évaluée entre le point de performance et la position du plateau plastique de la courbe push-over. Ceci permet de comparer la capacité de la structure face à la demande sismique au niveau de ce point.

La courbe de capacité a été tracée à partir des données obtenues par l'analyse modale pour le mode 1. Chaque nœud est chargé proportionnellement au vecteur Φ_0 du mode.

La figure 8.23 montre le résultat de cette approche pour le trois signaux d'Haïti. À défaut d'avoir une courbe enveloppe de spectres de réponse élastique, nécessaire pour l'obtention d'un spectre de réponse réglementaire, le spectre de réponse élastique réduit n'a pas été tracé. Dans le cas du signal à 100 %, le point de performance se situe sur la partie élastique de la courbe de capacité, signifiant effectivement que la structure peut résister au séisme d'Haïti à 100 % sans développer de non-linéarité. Dès que la sollicitation est amplifiée à 200 %, le point de performance se trouve sur la zone non-linéaire de la courbe de capacité. Cette approche simplifiée avait ainsi permis de valider le prototype à tester et la direction de la sollicitation en amont de la campagne expérimentale sur table vibrante.



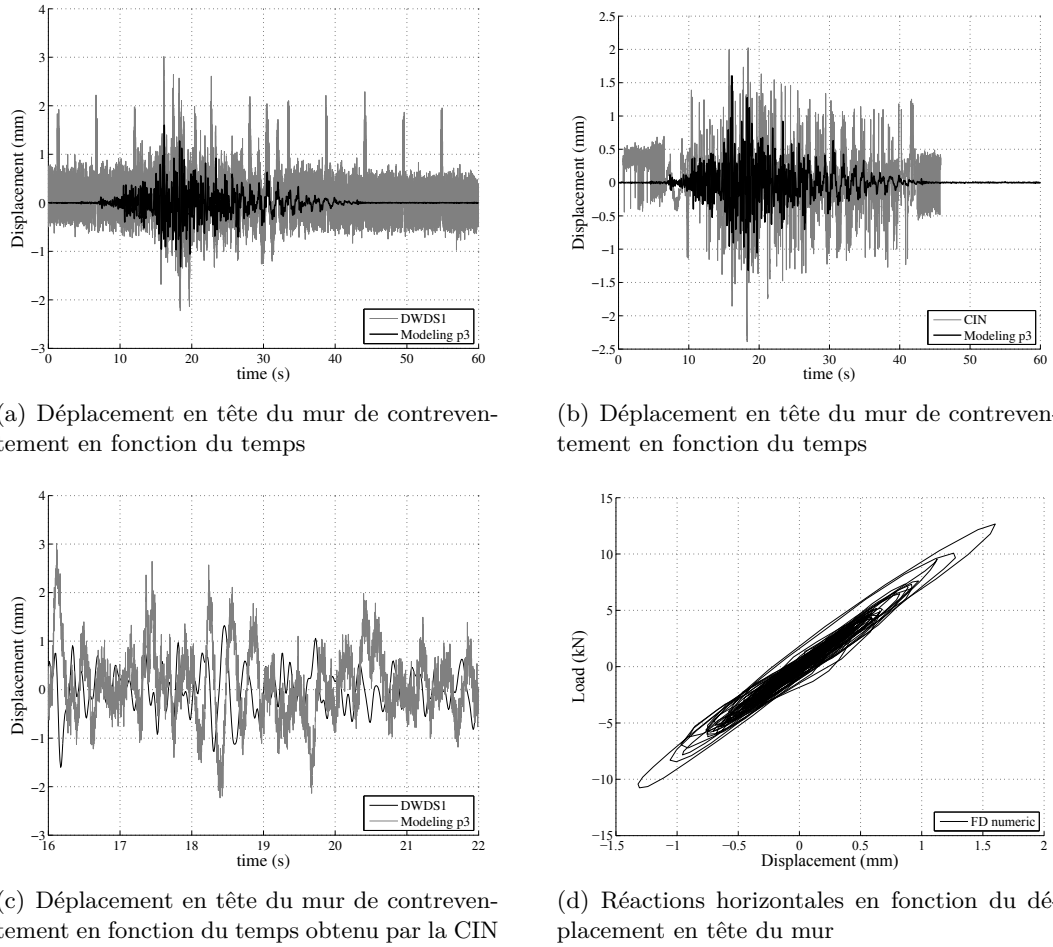


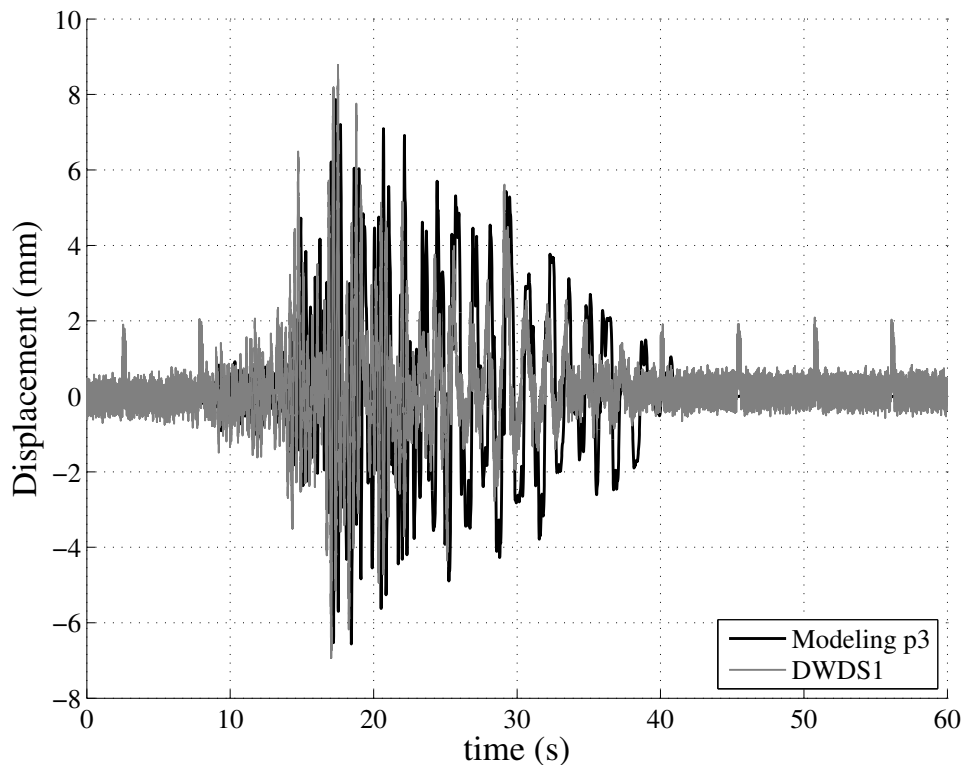
FIGURE 8.24 – Signal Haïti 100 % – Comparaison des résultats expérimentaux et numériques

La figure 8.25(c) illustre les résultats obtenus à partir de l'essai à 200 % du signal d'Haïti. La prédiction des déplacements est dans ce cas meilleur avec des erreurs comprises entre 5,7 % et 6,8 %. Il est intéressant de souligner la non-linéarité dépeinte par le comportement Forces globales - déplacement en tête du mur.

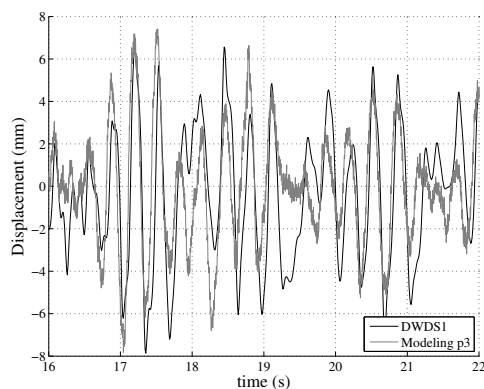
La figure 8.26(c) illustre les résultats obtenus à partir de l'essai à 300 % du signal d'Haïti. Dans ce cas, la qualité de la prédiction des déplacements est mitigée : surestimation de 13,4 % dans le sens négatif et de 48,7 % dans l'autre sens. Cette différence importante s'explique notamment par le comportement structurel expérimental dont la symétrie de la réponse ne reflète pas la dissymétrie du chargement (contrairement à la réponse dépeinte durant le signal à 200 %). La figure 8.26(c) décrit l'ouverture importante des boucles hystérétiques indiquant une dissipation d'énergie substantielle de la structure.

Il faut souligner que ce modèle numérique tient compte l'historique de chargement et donc de l'endommagement accumulé au cours des séismes.

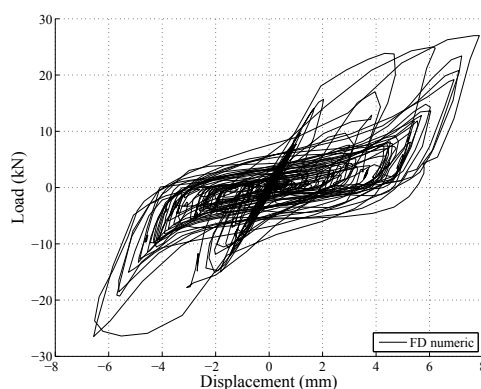
Finalement, sachant que le modèle numérique peut être développé à partir de la seule connaissance du comportement des assemblages et étant donné la simplicité du modèle, il est raisonnable de dire que ce modèle est performant et permet de prédire correctement l'ordre de grandeur des phénomènes décrits à l'échelle 4 (fréquences propres, déplacements, endommagement).



(a) Déplacement en tête du mur de contreventement en fonction du temps



(b) Zoom sur le déplacement en tête du mur de contreventement en fonction du temps



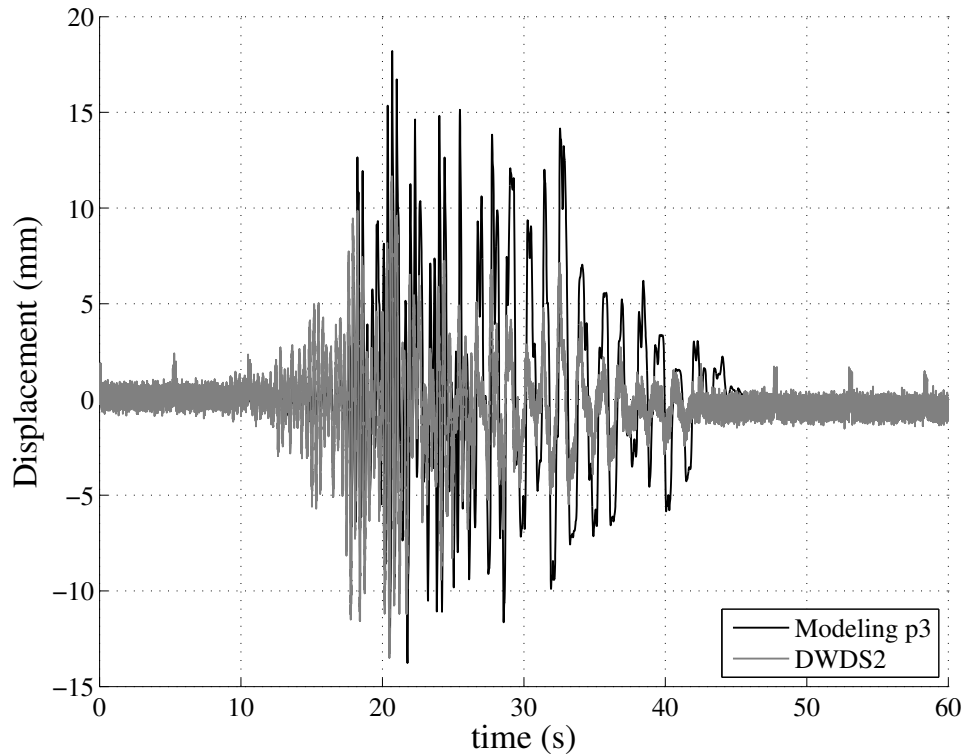
(c) Réactions horizontales en fonction du déplacement en tête du mur

FIGURE 8.25 – Signal Haïti 200 % – Comparaison des résultats expérimentaux et numériques

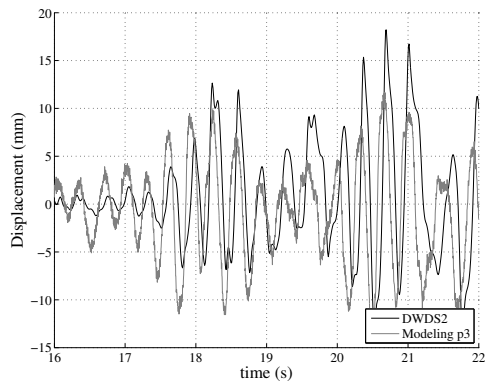
8.3 Conclusion

Ce chapitre s'est attaché à décrire les travaux expérimentaux et numériques conduits à l'échelle 4 de la maison complète.

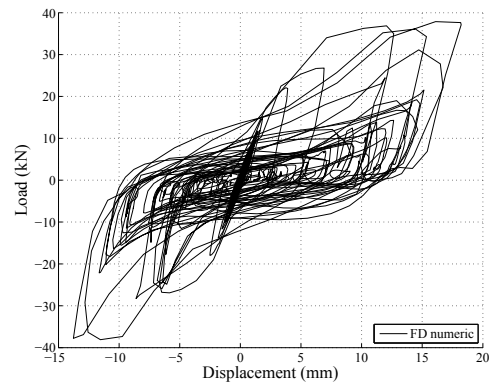
La première partie présente la table vibrante, le protocole de test et les moyens mis en œuvre pour analyser le comportement du bâtiment sous sollicitation sismique. Ainsi une structure symétrique à base carrée a été réalisée puis soumise à une succession de 5 séismes. Les trois premiers correspondent à un signal naturel-modifié, amplifié de 200 à 300 %, ayant pour objectif de reproduire l'aléa sismique du 12 janvier 2010. Les deux derniers ont été développés relativement à un spectre réglementaire et conçus spécifiquement pour la table vibrante du FCBA de Bordeaux permettant de l'amplifier jusqu'à 380 %. Entre chaque séisme était réalisé



(a) Déplacement en tête du mur de contreventement en fonction du temps



(b) Zoom sur le déplacement en tête du mur de contreventement en fonction du temps



(c) Réactions horizontales en fonction du déplacement en tête du mur

FIGURE 8.26 – Signal Haïti 300 % – Comparaison des résultats expérimentaux et numériques

un bruit blanc permettant de mesurer l'évolution de l'endommagement dans la structure. Les résultats ont également été analysés d'un point de vue temporel à l'aide de capteur à fil et d'un moyen innovant à cette échelle d'étude, la mesure de champ par caméra rapide. La réponse sous sollicitations sismiques de la maison s'est révélée excellente. En effet, à la suite du cinquième essai sismique, la structure possédait encore une réserve importante de résistance et de dissipation d'énergie, signifiées par les réponses en déplacement des assemblages, qui, en regard de leur déplacement maximal admissible, possédaient encore un potentiel conséquent.

La seconde partie avait pour objectif de présenter les résultats obtenus par la modélisation EF simplifiée, basée sur l'assemblage de macro-éléments. Le nombre de *ddl* a permis la réalisation de calculs rapides (environ 3h00 pour la simulation des trois séismes) fournissant une réponse prédictive proche des valeurs expérimentales mesurées, aussi bien dans le domaine fréquentiel

TABLE 8.6 – Comparaison des résultats expérimentaux et numériques : valeurs maximales des déplacements

		caf1 (mm)	caf2 (mm)	caf7 (mm)	$ \overline{d_{max}} $ (mm)	σ_d (mm)	C_v -	$d_{max,num}$ (mm)	Erreur (%)
Haiti	-	2,47	2,23	2,1	2,27	0,19	8,28	1,32	41,8
100%	+	3,16	3,01	3,6	3,26	0,31	9,42	1,6	50,9
Haiti	-	6,94	7,83	6,1	6,96	0,87	12,44	6,56	5,7
200%	+	8,78	7,42	9,1	8,43	0,89	10,58	7,86	6,8
Haiti	-	11,87	13,49	11,08	12,15	1,23	10,11	13,77	-13,4
300%	+	13,2	11,65	11,9	12,25	0,83	6,79	18,21	-48,7

(fréquences propres) que dans le domaine temporel (déplacements obtenus pour les trois séismes d'Haïti). Le point particulièrement intéressant de cette approche est la qualité de cette prédiction compte tenu du fait que la création du macro-élément ne soit basée que sur le comportement des assemblages.

Conclusion et perspectives

Conclusion

Les séismes font partie des aléas naturels pouvant être extrêmement meurtriers et dévastateurs. Pour ces raisons, de nombreux travaux de recherche se sont attachés à analyser le comportement sismique de différents types de structures dont les principales concernent les bâtiments en béton-armé, en métal ou à ossature bois. Ces derniers se révèlent particulièrement efficaces face à cet aléa. Deux grandes familles de bâtiments à ossature bois peuvent être distinguées :

- Les structures dites « modernes » dans le sens où elles utilisent des technologies très récentes telles que le contreventement par panneaux en bois reconstitué (contreplaqué, contrecollé, etc.).
- Les structures dites traditionnelles ou directement issues de celles-ci, dont la technique constructive est relative à un contexte local particulier (histoire, ressources, population, etc.).

Ces dernières typologies, bien qu'ayant montré des comportements sous chargements sismiques favorables à la sécurité de leurs habitants, et ce à plusieurs reprises, ne font pas ou très peu l'objet de programmes de recherche qui viseraient à améliorer la connaissance de leur comportement afin d'en valoriser l'utilisation. Ces besoins sont à l'origine de la mise en place des travaux présentés dans ce manuscrit.

Ainsi, le thème de ce manuscrit est de décrire une étude couplant des approches expérimentales et numériques dont l'objectif est d'analyser le comportement spécifique des structures à ossatures en bois avec remplissage sous sollicitations sismiques, lequel demeure encore mal connu.

Pour ce faire, deux parties distinctes ont été écrites :

- La première concerne les éléments nécessaires pour appréhender la problématique des travaux de thèse :
 - Les principes généraux de dynamique des structures et outils d'analyse permettant d'appréhender les problématiques sismiques et les méthodes existantes pour l'étude des ossatures bois.
 - L'état de l'art concernant le comportement sismique des ossatures bois avec remplissage. Ceci permet de souligner ce qui a déjà été réalisé dans la littérature et ainsi de cerner les axes de recherches pertinents.
 - La description du contexte local lié à la structure étudiée. Ce dernier permet de comprendre le choix du cas d'étude de ce manuscrit.

- La seconde concerne le développement d'une approche multi-échelles expérimentale et numérique pertinente pour étudier la réponse des ossatures bois avec remplissage soumises à un chargement sismique.

La chapitre 1 a tout d'abord résumé les grands principes de la dynamique des structures et les méthodes de calcul existantes. On a ainsi pu voir que seule une analyse temporelle permet de prendre en compte de manière rigoureuse tous les effets de l'aléa sismique (*e.g.* phénomènes globaux et locaux). La difficulté relative de cette méthode réside dans le compromis nécessaire relatif à la précision de la modélisation de la structure, afin de ne pas obtenir des temps de calculs prohibitifs, mais de garder tout de même la capacité de modéliser finement les phénomènes hystérétiques dans le but de prédire correctement la réponse dynamique du bâtiment. À cet égard, la seconde partie du chapitre traite de l'approche multi-échelles, qui est un moyen efficace utilisé pour le calcul dynamique des ossatures bois et décrit la loi non-linéaire utilisée pour sa polyvalence dans le but de représenter le comportement hystérétique des ossatures bois avec remplissage ainsi que celui de leurs assemblages.

Le chapitre 2 fait état des travaux d'analyses typologiques (2.1), expérimentaux (2.2) et numériques (2.3) relatifs aux ossatures bois avec remplissage. Il permet de conclure sur l'importance des travaux de recherche afin de pérenniser ou de réintroduire leur utilisation, pour mieux comprendre leur réponse sismique qui se révèle complexe malgré leur apparente simplicité et dans le but de développer un modèle qui serait capable de prédire leur comportement à partir de l'échelle de l'assemblage et puis surtout de le valider expérimentalement, notamment à partir d'une étude à l'échelle du bâtiment, inexistante dans la littérature.

Le chapitre 3 permet d'aboutir sur la présentation de la structure étudiée dans ce manuscrit (ossature bois avec remplissage en maçonnerie de pierres liée par un mortier de terre) à partir d'une description succincte du contexte local d'Haïti, d'un point de vue socio-économique, du point de vue des risques naturels existants et plus particulièrement de l'aléa sismique et enfin du point de vue des typologies constructives existantes.

Ces travaux bibliographiques ont permis de cerner les principaux objectifs du travail de thèse :

- Réalisation d'essais expérimentaux à chaque échelle (1 à 4) pour appréhender les comportements locaux et globaux de chaque élément composant la structure afin d'améliorer les connaissances relatives à leur comportement sismique et de fournir une base de données permettant la validation du modèle numérique à chaque échelle.
- Développement d'une approche multi-échelle prenant en compte les niveaux de l'assemblage jusqu'au bâtiment dans sa globalité à partir de l'utilisation d'un modèle EF simplifié.
- Validation de la prédiction du modèle numérique en dynamique à l'échelle de la structure par le biais d'essais expérimentaux sur table vibrante.

Ces travaux sont ainsi présentés consécutivement, d'un point de vue expérimental et numérique, à chaque échelle. Le chapitre 5 s'est tout d'abord attaché à décrire la campagne expérimentale relative à l'étude de la connexion de type-1 (échelle 1). L'influence de différents paramètres tels que, le nombre ou le type de clous et l'épaisseur du feuillard, sur le comportement en traction et/ou en cisaillement de cet assemblage, ont été évalués à partir d'une quarantaine d'essais au total. L'aspect numérique est ensuite abordé afin de présenter la méthode de modélisation du comportement des assemblages par connecteurs métalliques, méthode qui consiste à caler les paramètres d'une loi de comportement hystérétique pour reproduire le comportement expérimental. À partir de cette définition des lois de comportements numériques en cisaillement et en traction, il devient possible de modéliser les assemblages de type-1 composant la structure aux

échelles supérieures.

Le chapitre 6 a ensuite présenté le travail conduit à l'échelle 2 (cellule), constituant une étape intermédiaire entre le niveau de l'assemblage et le niveau du mur et permettant de souligner l'influence des assemblages, du remplissage et des contreventements sur la structure. Basée sur les résultats de ces essais, une modélisation détaillée de la cellule est mise au point selon des étapes précises aboutissant au développement d'un macro-élément dont le comportement est prédit à partir d'un modèle détaillé. Ce modèle EF simplifié est utilisé ensuite pour la prévision des réponses quasi-statique du mur à l'échelle 3 et celle dynamique de la maison à l'échelle 4.

Le chapitre 7 fournit une base de données expérimentales pour valider cette prédiction à l'échelle 3 et souligne l'importance du remplissage confinant l'ossature bois et permettant de localiser la ductilité dans les assemblages de type-1. Puis les résultats sont comparés aux données disponibles dans la littérature relatives au même type de structure avec remplissage et à une structure contreventée par panneau OSB. Cette confrontation a permis de prouver par le biais d'indicateurs de performance sismique que les ossatures bois avec remplissage constituent des solutions parasismiques tout à fait pertinentes. Enfin, l'étude numérique a permis d'appréhender la qualité de la prévision du modèle par rapport à sa simplicité et d'en valider ainsi l'utilisation à cette échelle.

Toutefois, les essais quasi-statiques ne permettent pas d'appréhender directement la résistance sismique d'une structure. De plus, l'objectif du modèle numérique étant l'analyse de la vulnérabilité sismique des ossatures bois avec remplissage, la validation des résultats par des essais dynamiques à l'échelle 4 du bâtiment était nécessaire. Ainsi le chapitre 8 présente la campagne expérimentale, réalisée sur table vibrante, comprenant une analyse fréquentielle et temporelle relatives à la succession de bruits blancs, d'un signal équivalent au séisme d'Haïti du 12 janvier 2010, amplifié jusqu'à 300 % (0,8g), et d'un signal lointain de Guadeloupe, très nocif pour la structure étudiée, amplifié jusqu'à 380 % (1g). La réponse sous sollicitation sismique de la maison s'est révélée excellente car elle possédait encore, à la suite de ces 5 signaux, une réserve importante de résistance et de dissipation d'énergie. La seconde partie de chapitre avait pour objectif de présenter les résultats obtenus par la modélisation EF simplifiée, basée sur l'assemblage de macro-éléments. Le nombre de *dll* a permis la réalisation de calculs rapides fournissant une réponse prédictive sans aucun calage, à partir des seuls comportements des assemblages, proches des valeurs expérimentales mesurées, et ce pour les trois séismes d'Haïti.

Perspectives

L'étude présentée dans ce manuscrit fait partie des travaux précurseurs de l'étude de la vulnérabilité sismique des ossatures bois avec remplissage. Ainsi de nombreuses perspectives sont envisageables pour compléter cette analyse.

Des éléments de la structure pouvant avoir un impact conséquent sur sa réponse globale n'ont pas pu être étudiés :

- Les sous-bassement en maçonnerie : des essais sur table vibrante à l'échelle du mur de contreventement seraient les plus à même de mettre en évidence leur influence sur cette réponse en la comparant à celle obtenue pour des tests sur des configurations sans fondations. Une alternative serait de réaliser des essais quasi-statiques sur une longueur élémentaire de fondation à partir du « mini-mur ». L'objectif serait de créer un macro-élément.

Une autre piste possible serait la modélisation de ces sous-bassements par une poutre sur fondation élastique (série de ressorts en parallèle).

- Les assemblages de type-2 : ils sont constitués par deux diagonales, une lisse horizontale et un poteau. Afin d'étudier leur comportement, leur décomposition est possible (une diagonale + un poteau et une lisse + un poteau). Ensuite, à partir d'essais en cisaillement et en traction, puis, par l'addition de leurs réponses, il serait possible d'obtenir leur loi de comportement, dans les deux directions principales, nécessaire à la modélisation numérique. Le remplissage peut être pris en compte en bloquant la rotation entre les montants de bois.
- Les dimensions et le nombre de cellules élémentaires qui composent les murs : l'analyse bibliographique a montré que ces paramètres pouvaient avoir une influence non négligeable (Ali *et al.* [5], Poletti et Vasconcelos [124] et Vasconcelos *et al.* [143]). De plus, l'économie substantielle pouvant être réalisée par l'utilisation parcimonieuse du bois (particulièrement important en Haïti) motive davantage la recherche d'une solution optimale (sécurité, résistance, économie, esthétique), rendue possible grâce au modèle développé dans ce manuscrit.

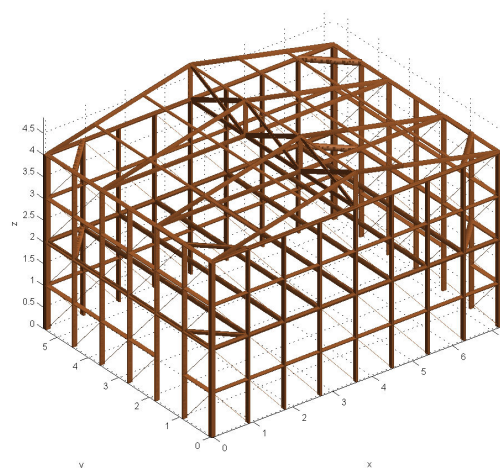
Dans les milieux urbains et péri-urbains de différents pays du monde (cf. 2), de nombreuses ossatures bois avec remplissage sont fréquemment construites avec au moins deux niveaux (fig. 8.27(a)). La prise en compte d'étages dans l'étude expérimentale et numérique serait primordiale pour compléter ces travaux de thèse et pour convaincre les autorités en charge de la construction que l'utilisation de ces typologies constructives est pertinente d'un point de vue parasismique. Le modèle numérique développé dans ce manuscrit permet de générer des maillages automatiques de bâtiments avec la possibilité d'agir sur toutes les dimensions de la structure, le nombre de cellules élémentaires dans le sens longitudinal et transversal, le nombre et la position des ouvertures (porte et fenêtre) ainsi que le nombre d'étage (fig. 8.27(b)). La prise en compte d'étage supplémentaire fait apparaître de nouvelles difficultés telles que la modélisation du plancher et des différentes techniques constructives permettant de lier les étages entre eux (poteaux continus ou pas, assemblages, etc.). Pour valider le modèle, il serait nécessaire de connaître l'influence de ces nouveaux paramètres sur la réponse de la structure.

L'objectif final serait de permettre la détermination de valeurs caractéristiques de résistance de murs type (avec une fenêtre, une fenêtre et une porte) en fixant la largeur ou en donnant une règle simple fonction de la largeur) requises dans les codes de construction afin que leur dimensionnement et leur construction soit possible dans un cadre officiel. Pour ce faire, les pistes suivantes sont proposées :

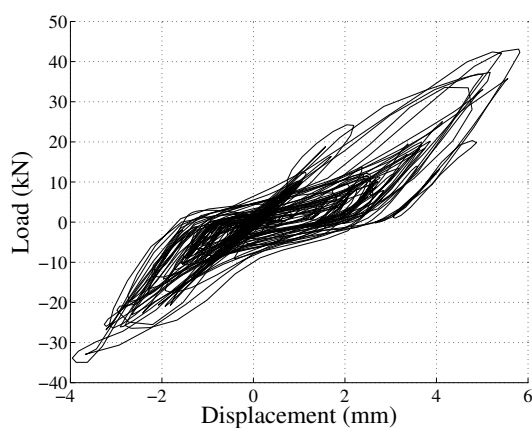
- Modélisation numérique probabiliste de la prédiction du comportement du mur de contreventement. Des études relatives aux ossatures bois modernes ont montré que la variabilité observée à l'échelle des connecteurs métalliques se moyennait à l'échelle du mur rendant son influence, sur le comportement de la structure, faible (cf. Boudaud [12]).
- Détermination de l'impact du signal sismique sur la réponse de la structure. Ce point est particulièrement critique (Bommer et Acevedo [11], Hancock *et al.* [78], Viallet et Humbert [144]). Ces derniers ont notamment souligné qu'un passage de 30 accélérogrammes était nécessaire afin d'observer une convergence numérique du PGA et de la fréquence propre bien que l'Eurocode 8 (EN 1998-1 [51]) ne suggère que 3 signaux de scénarios différents.



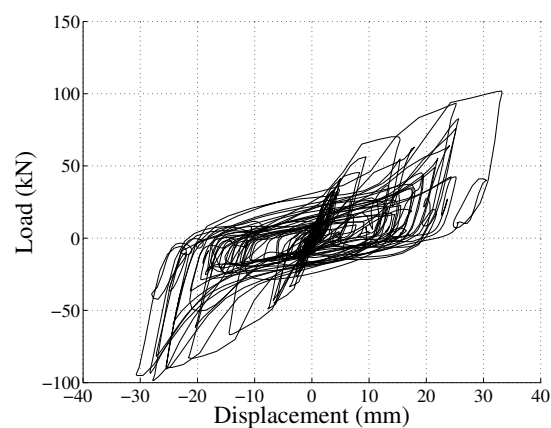
(a) Bâtiment construit non loin de Port-au-Prince, Haïti (projet de construction de l'ONG Entrepreneur du Monde)



(b) Modélisation d'un bâtiment à deux niveaux, comprenant 8 cellules élémentaires dans sa direction longitudinale et 6 dans sa direction transversale



(c) Signal d'Haïti 100 % – Réponse du déplacement en tête en fonction des réactions horizontales



(d) Signal d'Haïti 300 % – Réponse du déplacement en tête en fonction des réactions horizontales

FIGURE 8.27 – Ossature bois contreventée par croix de Saint-André avec remplissage

Bibliographie

- [1] F. E. M. Agency (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings : FEMA-356.
- [2] N. Ahmad, Q. Ali, et M. Umar (2012). Simplified engineering tools for seismic analysis and design of traditional Dhajji-Dewari structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(5) : 1503–1534.
- [3] N. Ahmad, Q. Ali, et M. Umar (2013). Seismic Vulnerability Assessment of Multistory Timber Braced Frame Traditional Masonry Structures. *Advanced Materials Research*, 601 : 168–172.
- [4] Y. D. Aktas, U. Akyüz, A. Türer, B. Erdil, et N. Sahin Güçhan (2013). Seismic Resistance Evaluation of Traditional Ottoman Timber-Frame Himis Houses : Frame Loadings and Material Tests. *Earthquake Spectra*.
- [5] Q. Ali, T. Schacher, M. Ashraf, B. Alam, A. Naeem, N. Ahmad, et M. Umar (2012). In-Plane Behavior of Full Scale Dhajji Walls (Wooden Braced with Stone Infill) under Quasi Static Loading. *Earthquake Spectra*, 28(3) : 835–858.
- [6] A. Arêde, P. Mendes, B. Silva, J. Guedes, J. Faria, et A. Costa (2008). Experimental Assessment of a Seismic Strengthening Solution for Stone Masonry Walls Using a Wooden Structure.
- [7] ASTM E 2126 (2007). *Standard Test Method for Cyclic (Reversed) Load for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings*. American Society for Testing and Materials (ASTM).
- [8] J. F. Audefroy (2011). Haiti : post-earthquake lessons learned from traditional construction. *Environment and Urbanization*, 23(2) : 447–462.
- [9] A. Ayoub (2007). Seismic analysis of wood building structures. *Engineering Structures* 29(2) 213-223.
- [10] R. Bento, M. Lopes, et R. Cardoso (2005). Seismic evaluation of old masonry buildings. Part II : Analysis of strengthening solutions for a case study. *Engineering structures*, 27(14) : 2014–2023.
- [11] J. J. Bommer et A. B. Acevedo (2004). The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(spec01) : 43–91.
- [12] C. Boudaud (2012). *Analyse de la vulnérabilité sismique des structures à ossature en bois*. Ph.D. thesis, Université de Grenoble.

- [13] C. Boudaud, S. Hameury, C. Faye, et L. Daudeville (2010). European seismic design of shear walls : experimental and numerical tests and observations. In *World Conference on Timber Engineering Proc.*
- [14] BS 5268-2 :2002 (2002). *Structural use of timberCode of practice for permissible stress design, materials and workmanship*. BSI.
- [15] A. Caimi (2014). *Cultures constructives locales et résilience : l'analyse des pratiques constructives locales comme point de départ pour une réduction de la vulnérabilité*. Ph.D. thesis, École Nationale Supérieure d'Architecture de Grenoble.
- [16] E. Calais (Page consultée le 25 Aout 2013). A Summary (July 2010). <http://web.ics.purdue.edu/~ecalais/haiti/mcgh/>. Purdue University, Department of Earth and Atmospheric Sciences, West Lafayette, IN 47906.
- [17] R. Cardoso, M. Lopes, et R. Bento (2005). Seismic evaluation of old masonry buildings. Part I : Method description and application to a case-study. *Engineering structures*, 27(14) : 2024–2035.
- [18] A. Ceccotti, P. Faccio, M. Nart, et P. Simeone (2004). Seismic behavior of wood framed buildings in Cadore mountain regioni - Italy. In *13th World Conference on Earthquake Engineering*, p. 14p.
- [19] A. Ceccotti, P. Faccio, M. Nart, et P. Simeone (2006). Seismic behaviour of historic timber-frame buildings in the italian dolomites. In *ICOMOS International Wood Committee, 15th International Symposium, Istanbul and Rize (Turkey), September 18-23*, p. 16p.
- [20] A. Ceccotti et E. Karacabeyli (2002). Validation of seismic design parameters for wood-frame shear wall systems. In *Canadian Journal of Civil Engineering*, 29, pp 484-498.
- [21] A. Ceccotti et C. Sandhaas (2010). A proposal for a standard procedure to establish the seismic behaviour factor q of timber buildings. In *World Conference on Timber Engineering*.
- [22] A. Ceccotti et A. Vignoli (1989). A hysteretic behavioural model for semi-rigid joints. *European Earthquake Engineering*, 3 :3-9.
- [23] A. Chopra (1995). *Dynamic of structures - Theory and application to earthquake engineering*. Prentice-Hall.
- [24] I. Christovasilis et A. Filiatrault (2010). Two-dimensional numerical framework for the nonlinear static and dynamic analysis of light-frame wood structures. In *World Conference on Timber Engineering*.
- [25] E. CIA (2010). The world factbook 2010. *Central Intelligence Agency, Washington, DC*.
- [26] U. B. Code (1997). *UBC 97, Code for Seismic Design of Buildings (1997 Edition)*.
- [27] M. Collins, B. Kasal, P. Paevere, et G. Foliente (2005). Three-dimensional model of light frame wood building. I : Model description. *Journal of Structural Engineering*, 131(4), 676-683.
- [28] M. Collins, B. Kasal, P. Paevere, et G. Foliente (2005). Three-dimensional model of light frame wood building. II : Experimental investigation and validation of analytical model. *Journal of Structural Engineering*, 131(4), 684-692.

- [29] G. Combe et V. Richefeu (2013). TRACKER : A particle image tracking (PIT) technique dedicated to nonsmooth motions involved in granular packings. In *AIP Conference Proceedings*, vol. 1542, p. 461.
- [30] Confined Masonry Network (Page consultée le 25 Aout 2013). Recherches et activités relatives à la maçonnerie confinée. <http://www.confinedmasonry.org/>.
- [31] P. Copani (2007). Timber-Frame Buildings in Scandinavia : High Deformation Prevent the System from Collapse. *From Material to Structure - Mechanical Behaviour and Failures of the Timber Structures, ICOMOS IWC - XVI International Symposium*.
- [32] C. Cremer (2001). *Modélisation du comportement non linéaire des fondations superficielles sous séismes : Macro-élément d'interaction sol-structure*. Ph.D. thesis, Ecole Nationale Supérieure, Cachan.
- [33] H. Cruz, J. P. Moura, et J. S. Machado (2001). The use of FRP in the strengthening of timber reinforced masonry load-bearing walls. *Historical constructions, Guimarães, Portugal*, 847.
- [34] C. Cuadra, T. Saito, et C. Zavala (2012). Dynamic characteristics of traditional adobe-quincha buildings in Peru. In *Proceedings of the 15 th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, Paper*, 2653.
- [35] F. Cuny (1982). Improvement of rural housing in Haïti to withstand hurricanes. *Intertect. dallas*.
- [36] L. Davenne (1998). Analysis of seismic response of reinforced concrete frames with macro-elements. In *11th European Conference on Earthquake Engineering*.
- [37] H. Diskaya (2007). Damage assessment of 19th century traditional timber framed structures in Istanbul. In *From Material to Structure-Mechanical Behaviour and Failures of the Timber Structures, ICOMOS IWCXVI International Symposium*.
- [38] A. Dogangun, O. Tuluk, R. Livaoglu, et R. Acar (2006). Traditional wooden buildings and their damages during earthquakes in Turkey. *Engineering Failure Analysis*, 13(6) : 981–996.
- [39] J. Dolan (1989). *The dynamic response of timber shear walls*. Ph.D. thesis, University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada.
- [40] J. Donea et P. M. Jones (1991). *Experimental and numerical methods in earthquake engineering*, vol. 2. Springer.
- [41] M. Dormino (17 décembre 2008). An aerial view of floods, Haiti. http://www.boston.com/bigpicture/2008/12/the_year_2008_in_photographs_p.html#photo4. Boston Globe, The Big Picture, News stories in photographs.
- [42] M. Dorn, K. de Borst, et J. Eberhardsteiner (2013). Experiments on dowel-type timber connections. *Engineering Structures*, 47 : 67–80.
- [43] DTU PS 92 (1995). *Règles parasismiques applicables aux bâtiments - DTU P 06-013*.
- [44] J. Duccini, P. Garcia, et C. Faye (2013). Essais sismiques de mur et maison à ossature bois pour Haïti, Projet REPARH. FCBA, rapport d'essais n°403/13/604 du 11.10.2013.
- [45] B. Dujic et R. Zarnic (2004). Method for modeling dynamic response of timber frame building. In *World Conference on Timber Engineering*.

- [46] A. Dutu, J. Ferreira, G. L., F. Branco, et A. Goncalves (2012). Timbered masonry for earthquake resistance in Europe. *Materiales de construccion*, 62(308) : 615–628.
- [47] M. O. Eberhard, S. Baldrige, J. Marshall, W. Mooney, et G. J. Rix (2013). *Mw 7.0 Haiti Earthquake of January 12, 2010 : Usgs/eeri Advance Reconnaissance Team Report*. BiblioGov.
- [48] E. Emmanuel, K. Thermil, J. Philippe Auguste, E. Metellus, P. Saint-Hilaire, et F. Metellus (2000). *Analuse de la situation de l'habitat en Haiti*. Éditions du LAQUE, Presses de l'Université Quisqueya.
- [49] EN 12512 (2002). *Timber structures - Test methods - Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners*.
- [50] EN 1995-1-1 (2005). *Design of timber structures, Part 1-1 : General - Common rules and rules for buildings*.
- [51] EN 1998-1 (2005). *Design of structures for earthquake resistance - General rules, seismic actions and rules for buildings*.
- [52] EN 338 (2003). *Structural timber - Strength classes*.
- [53] J. Ferreira, M. Teixeira, A. Duðu, F. Branco, et A. Gonçalves (2012). Experimental Evaluation and Numerical Modelling of Timber-Framed Walls. *Experimental techniques*.
- [54] A. Filiatrault, H. Isoda, et B. Folz (2003). Hysteretic damping of wood framed buildings. *Engineering Structures*, 25(4) : 461–471.
- [55] E. Fleury et M. Chiche (2006). Le bois dans la construction, Étude bibliographique. CSTB.
- [56] J. Fléjou (1993). *Comportement mécanique des structures de génie civil avec liaisons semi-rigides*. Ph.D. thesis, Université de Paris 6.
- [57] G. Foliente (1995). Hysteresis modeling of wood joints and structural systems. *Journal of Structural Engineering*, 121, 1013-1022.
- [58] B. Folz et A. Filiatrault (2001). Cyclic analysis of wood shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 127(4), pp 433-441.
- [59] B. Folz et A. Filiatrault (2004). Seismic analysis of woodframe structures. I : Model formulation. *Journal of Structural Engineering*, 130(9) : 1353–1360.
- [60] B. Folz et A. Filiatrault (2004). Seismic analysis of woodframe structures. II : Model implementation and verification. *Journal of Structural Engineering*, 130(9) : 1361–1370.
- [61] F. S. Fonseca, S. K. Rose, et S. H. Campbell (2002). *Nail, Wood Screw, and Staple Fastener Connections*. CUREE.
- [62] M. Fonseca (2010). *Reabilitação de edifícios pombalinos – Análise experimental de paredes de frontal*. Master's thesis, universidade técnica de lisboa.
- [63] R. Foschi (1977). Analysis of wood diaphragms and trusses, Part 1 : Diaphragms. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 4(3), 345-362.
- [64] R. Foschi (2000). Modeling the hysteretic response of mechanical connections for wood structures. In *World Conference on Timber Engineering, Whistler, British Columbia, Canada*.

- [65] France Diplomatie (01 Juillet 2013). Présentation de Haïti. <http://www.diplomatie.gouv.fr/fr/dossiers-pays/haiti/presentation-de-haiti/>.
- [66] A. Frankel, S. Harmsen, C. Mueller, E. Calais, et J. Haase (2010). Documentation for initial seismic hazard maps for Haiti. US Geological Survey Open-File Report, 1067.
- [67] K. Gatto et C. Uang (2003). Effects of loading protocol on the cyclic response of woodframe shearwalls. *Journal of Structural Engineering*, 129(10), 1384-1393.
- [68] U. A. Girhammar et H. Andersson (1988). Effect of loading rate on nailed timber joint capacity. *Journal of Structural Engineering*, 114(11) : 2439-2456.
- [69] P. Gülkan et R. Langenbach (2004). The earthquake resistance of traditional timber and masonry dwellings in Turkey. In *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- [70] G. González et J. Gutiérrez (2005). Structural performance of bamboo ‘bahareque’ walls under cyclic load J. *Bamboo and Rattan*, 4(4) : 353-368.
- [71] Gouvernement d’Haïti (2010). *Plan d’action pour le relèvement et le développement d’Haïti. Les grands chantiers pour l’avenir*. Gouvernement d’Haïti.
- [72] S. Grange (2008). *Modélisation simplifiée 3D de l’interaction sol-structure : application au génie parasismique*. Ph.D. thesis, Institut Polytechnique de Grenoble.
- [73] A. Gubana, A. Frangipane, et G. Tomasi (2012). A simplified procedure for the evaluation of traditional timber frame house seismic response. *World Conference on Timber Engineering Proc.*, 15 : 19.
- [74] A. Gupta et G. Kuo (1985). Behavior Wood-framed shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 111(8), 1722-1733.
- [75] A. Gurpinar, M. Erdik, et O. Ergunay (1981). Siting and structural aspects of adobe buildings in seismic areas. In *Earthen buildings in seismic areas. Proceedings of the international workshop held at the university of new mexico, albuquerque, may 24-28, 1981*, pp. 139-183. National science foundation.
- [76] J. Gutierrez (2004). Notes on the seismic adequacy of vernacular buildings. In *13th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 1-6.
- [77] J. A. Gutiérrez (2000). *Structural adequacy of traditional bamboo housing in Latin America*. INBAR.
- [78] J. Hancock, J. J. Bommer, et P. J. Stafford (2008). Numbers of scaled and matched accelerograms required for inelastic dynamic analyses. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(14) : 1585-1607.
- [79] T. C. Hanks et H. Kanamori (1979). A moment magnitude scale. *Journal of Geophysical Research : Solid Earth (1978-2012)*, 84(B5) : 2348-2350.
- [80] S. H. Hartzell (1978). Earthquake aftershocks as Green’s functions. *Geophysical Research Letters*, 5(1) : 1-4.
- [81] B. Haus, D. Bertil, V. Courtay, F. Dunand, Y. Guilleminot, G. Loustalot, et J. Mompelat (2010). Séisme d’Haïti du 12 janvier 2010. Mission AFPS.
- [82] M. He, F. Lam, et H. Prion (1998). Influence of the cyclic test protocols on performance of wood-based shear walls. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 25, 539-550.

- [83] K. Hicyilmaz (2011). Affordable seismically resistant and sustainable housing. ARUP.
- [84] K. Hicyilmaz, T. Wilcock, C. Izatt, J. da Silva, et R. Langenbach (2012). Seismic Performance of Dhajji Dewari. In *Proc. of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal*.
- [85] J. Humbert (2010). *Characterization of the behavior of timber structures with metal fasteners undergoing seismic loadings*. Ph.D. thesis, Grenoble University.
- [86] Institut Haïtien de Statistique et d'Informatique (Page consultée le 25 Aout 2013). Le quatrième recensement général de la population et de l'habitat, 2003. http://www.ihsi.ht/rgph_resultat_ensemble_b.htm.
- [87] ISO 16670 (2003). *Timber structures - Joints made with mechanical fasteners - Quasi-static reversed-cyclic test method*.
- [88] ISO 21581 (2010). *Timber structures - Static and cyclic lateral load test methods for shear walls*.
- [89] A. Jorissen et M. Fragiocomo (2011). General notes on ductility in timber structures. *Engineering structures*, 33(11) : 2987–2997.
- [90] J. Judd (2005). *Analytical modeling of wood-frame shear walls and diaphragms*. Master's thesis, Brigham Young University.
- [91] A. J. Kappos, G. G. Penelis, et C. G. Drakopoulos (2002). Evaluation of simplified models for lateral load analysis of unreinforced masonry buildings. *Journal of Structural Engineering*, 128(7) : 890–897.
- [92] E. Karacabeyli et A. Ceccotti (1996). Quasi-static reversed-cyclic testing of nailed joints. In *Proceedings of the 29th CIB-W18 Meeting, Universität Karlsruhe, Karlsruhe, Germany, Paper*, pp. 29–7.
- [93] C. Karakostas, V. Lekidis, T. Makarios, T. Salonikios, I. Sous, et M. Demosthenous (2005). Seismic response of structures and infrastructure facilities during the Lefkada, Greece earthquake of 14/8/2003. *Engineering structures*, 27(2) : 213–227.
- [94] B. Kasal et R. Leichti (1992). Nonlinear finite-element model for light-frame stud walls. *Journal of Structural Engineering*, 118(11), 3122–3135.
- [95] C. Kohrs-Sansorny, F. Courboux, M. Bour, et A. Deschamps (2005). A two-stage method for ground-motion simulation using stochastic summation of small earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(4) : 1387–1400.
- [96] L. A. S. Kouris et A. J. Kappos (2012). Detailed and simplified non-linear models for timber-framed masonry structures. *Journal of Cultural Heritage*, 13(1) : 47–58.
- [97] R. Langenbach (1990). Of Taq and Dhajji Dwari : the earthquake resistant mud and brick architecture of Kashmir. In *6th International Conference on the Conservation of Earthen Architecture : Adobe 90 preprints : Las Cruces, New Mexico, USA, October 14-19, 1990*, pp. 92–98. Getty Conservation Institute.
- [98] R. Langenbach (2006). Preventing pancake collapses : Lessons from earthquake-resistant traditional construction for modern buildings of reinforced concrete. In *International Disaster Reduction Conference (IRDC), Davos, Switzerland*.

- [99] R. Langenbach (2007). From “Opus Craticum” to the “Chicago Frame” : Earthquake-Resistant Traditional Construction*. *International Journal of Architectural Heritage*, 1(1) : 29–59.
- [100] R. Langenbach (2008). Learning from the past to protect the future : Armature Crosswalls. *Engineering Structures*, 30(8) : 2096–2100.
- [101] R. Langenbach (2009). *Don't tear it down ! : preserving the earthquake resistant vernacular architecture of Kashmir*. Oinfroin Media.
- [102] R. Langenbach, S. Kelley, P. Sparks, K. Rowell, et M. Hammer (2010). Preserving Haiti's Gingerbread Houses : 2010 Earthquake Mission Report. *World Monuments Fund, New York, NY*.
- [103] M. Li, R. Foschi, et F. Lam (2012). Modeling hysteretic behavior of wood shear walls with a protocol-independent nail connection algorithm. *Journal of Structural Engineering*, 138(1), 99-108.
- [104] M. Li, F. Lam, R. Foschi, S. Nakajima, et T. Nakagawa (2012). Seismic performance of post and beam timber buildings I : model development and verification. *Journal of Wood Science*, 58,20-30.
- [105] M. Lindell (2010). Built-in resilience. *Nature Geosci*, 3(11) : 739–740.
- [106] G. Magenes et A. Fontana (1998). Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings. In *Proc. Br. Masonry Soc. No. 8*, pp. 190–195.
- [107] T. Makarios et M. Demosthenous (2006). Seismic response of traditional buildings of Lefkas Island, Greece. *Engineering structures*, 28(2) : 264–278.
- [108] H. Meireles, R. Bento, S. Cattari, et S. Lagomarsino (2012). Formulation and validation of a macro-element for the equivalent frame modelling of internal walls in Pombalino buildings. In *Proc. of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal*.
- [109] H. Meireles, R. Bento, S. Cattari, et S. Lagomarsino (2012). Seismic assessment and retrofitting of Pombalino buildings by fragility curves. In *Proc. of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal*.
- [110] H. Meireles, R. Bento, et S. Cattari, S. Lagomarsino (2012). A hysteretic model for frontal walls in Pombalino buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(5) : 1481–1502.
- [111] W. Muñoz, A. Salenikovich, M. Mohammad, et P. Quenneville (2008). Determination of yield point and ductility of timber assemblies : in search for a harmonised approach. In *Proceedings of the meeting 41 of the working commission W18-timber structures, CIB*, vol. 41.
- [112] NASA/Goddard Space Flight Center, Scientific Visualization Studio (25 Septembre 2002). Haitian Deforestation. <http://svs.gsfc.nasa.gov/vis/a000000/a002600/a002640/>.
- [113] NASA/GOES Project Science (Page consultée le 25 Aout 2013). Hurricane Season 2008 : Tropical Storm Hanna (Atlantic ocean). <http://goes.gsfc.nasa.gov/>.
- [114] NF EN 1998-1/NA (2007). *Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*.
- [115] C. Ni (1997). *Behavior of nailed timber joints under reversed cyclic load*. Ph.D. thesis, University of New Brunswick.

- [116] N. Öztank (2010). An Investigation of Traditional Turkish Wooden Houses. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 9(2) : 267–274.
- [117] P. Paevere, G. Foliente, et B. Kasal (2003). Load-sharing and redistribution in a one-story woodframe building. *Journal of Structural Engineering*, 129(9), 1275–1284.
- [118] W. Pang et D. Rosowsky (2010). Beam-spring model for timber diaphragm and shear walls. *Structures and Buildings*, 163(SB4), 227–244.
- [119] W. Pang, D. Rosowsky, S. Pei, et J. V. D. Lindt (2007). Evolutionary Parameter Hysteretic Model. *Journal of Structural Engineering*, 133(8), 1118–1129.
- [120] P. Paultre (2005). *Dynamique des structures - Application aux ouvrages de génie civil*. Hermes - Collection Génie Civil.
- [121] P. Paultre, É. Calais, J. Proulx, C. Prépetit, et S. Ambroise (2013). Damage to engineered structures during the 12 January 2010, Haiti (Léogâne) earthquake 1. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(8) : 777–790.
- [122] G. G. Penelis (2006). An efficient approach for pushover analysis of unreinforced masonry (URM) structures. *Journal of earthquake engineering*, 10(03) : 359–379.
- [123] A. A. Phillips (1977). *Gingerbread Houses, Haïti's Endangered Species*. Imprimerie H. Deschamps.
- [124] E. Poletti et G. Vasconcelos (2012). Seismic behaviour of traditional half-timbered walls : cyclic tests and strengthening solutions. *Journal of Heritage Conservation*, 32 : 137–142.
- [125] J. Rainer et E. Karacabeyli (2000). Ensuring good seismic performance with platform frame wood housing, construction technology update No : 45. *National Research Council of Canada*.
- [126] L. F. Ramos et P. B. Lourenço (2004). Modeling and vulnerability of historical city centers in seismic areas : a case study in Lisbon. *Engineering structures*, 26(9) : 1295–1310.
- [127] N. Richard (2001). *Approche multi-échelles pour la modélisation de structures en bois sous sollicitations sismiques*. Ph.D. thesis, Ecole Normale Supérieure de Cachan, Laboratoire de Mécanique et Technologie.
- [128] N. Richard, L. Daudeville, H. Prion, et F. Lam (2002). Timber shear walls with large openings : experimental and numerical prediction of the structural behaviour. *Can J Civ Eng*, 29 : 713–724.
- [129] V. Richefeu, G. Combe, et G. Viggiani (2012). An experimental assessment of displacement fluctuations in a 2D granular material subjected to shear. *arXiv preprint arXiv :1208.0485*.
- [130] N. Ruggieri (2005). La casa antisismica. In *Conservation of Historic Wood e Structures. Proceedings of the International Conference, Firenze, Collegio Ingegneri della Toscana*.
- [131] P. Santos (1999). Cyclic behaviour of Pombalino frontal walls. *Proceedings of the 34th meeting of CIB W023*.
- [132] P. Schädle et H. Blass (2010). Earthquake behaviour of modern timber construction systems. In *World Conference on Timber Engineering*.
- [133] V. Shah et R. Tayyibji (2008). The Kashmir House its Seismic Adequacy and the Question of Social Sustainability. In *14th WCEE, Beijing*.

- [134] S. St Fleur (2012). *Caractérisation des mouvements du sol dans la plaine de Port-au-Prince (Haïti) – Simulation d’accélérogrammes synthétiques et évaluation des effets de site dans le bassin Port-au-Princien*. Ph.D. thesis, Université de Nice Sophia Antipolis, France.
- [135] W. Stewart (1987). *The seismic design of plywood-sheathed shear walls*. Ph.D. thesis, Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [136] S. C. Stiros (1995). Archaeological evidence of antiseismic constructions in antiquity. *Annals of Geophysics*, 38(5-6).
- [137] S. Tobriner (1997). The casa baraccata : an antiseismic system in Calabria in the 18th century. *Arte del Costruire*, 56 : 110–115.
- [138] S. Tobriner (2000). Wooden architecture and earthquakes in Turkey : a reconnaissance report and commentary on the performance of wooden structures in the Turkish earthquakes of 17 August and 12 November 1999. In *International Conference on the Seismic Performance of Traditional Buildings, Istanbul, Turkey, Nov*, pp. 16–18.
- [139] E. Tsakanika-Theohari et H. Mouzakis (2010). A post-byzantine mansion in Athens. The restoration project of the timber structural elements. In *Proceedings of the world conference on timber engineering. Trento, Italy*.
- [140] UNEP/UNDP/UNISDR/World Bankss (4 November 2010). 2009 : Global Risk Data Platform, May 15. www.preventionweb.net/english/maps/index.php.
- [141] Université de Sherbrooke (Page consultée le 25 Aout 2013). Perspective Monde - Statistiques. <http://perspective.usherbrooke.ca/bilan/statistiques/>.
- [142] J. W. Van de Lindt, S. Pei, H. Liu, et A. Filiatrault (2009). Three-dimensional seismic response of a full-scale light-frame wood building : Numerical study. *Journal of structural engineering*, 136(1) : 56–65.
- [143] G. Vasconcelos, E. Poletti, E. Salavessa, A. M. Jesus, P. B. Lourenço, et P. Pilaon (2013). In-plane shear behaviour of traditional timber walls. *Engineering Structures*, 56(0) : 1028 – 1048. ISSN 0141-0296.
- [144] E. Viallet et N. Humbert (2007). Considerations on the use of natural and artificial time histories for seismic transient non-linear analyses of structures and variability assessment. In *Proceedings of SMiRT*, vol. 19. Toronto Canada.
- [145] E. Vintzileou, A. Zagkotsis, C. Repapis, et C. Zeris (2007). Seismic behaviour of the historical structural system of the island of Lefkada, Greece. *Construction and Building Materials*, 21(1) : 225–236.
- [146] J. Xu et J. Dolan (2009). Development of nailed wood joint element in Abaqus. *Journal of structural engineering*, 135(8), 968-976.
- [147] J. Xu et J. D. Dolan (2009). Development of a wood-frame shear wall model in Abaqus. *Journal of structural Engineering*, 135(8) : 977–984.
- [148] N. Yamaguchi, E. Karacabeyli, C. Minowa, N. Kawai, K. Watanabe, et I. Nakamura (2000). Seismic performance of nailed wood-frame shear walls. In *Proc., World Conf. on Timber Engineering WCTE 2000*. Whistler Resort BC, Canada.
- [149] R. Youngs, S.-J. Chiou, W. Silva, et J. Humphrey (1997). Strong ground motion attenuation relationships for subduction zone earthquakes. *Seismological Research Letters*, 68(1) : 58–73.

Troisième partie

Annexes

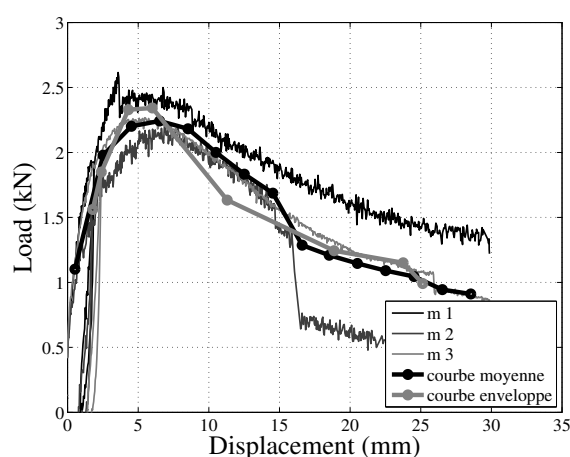
L'annexe A présente les courbes expérimentales obtenues pour les essais réalisés à l'échelle de l'assemblage (cf. chapitre 5).

L'annexe B présente les résultats des calages réalisés à l'échelle de la cellule élémentaire (cf. chapitre 6) pour l'obtention de la loi de comportement du macro-élément.

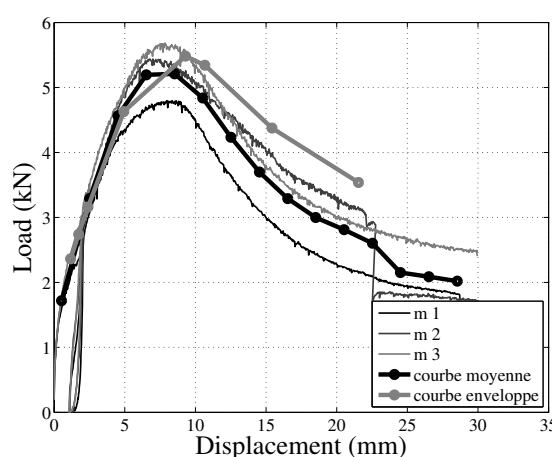
Annexe A

Échelle 1 : Assemblages – Courbes expérimentales

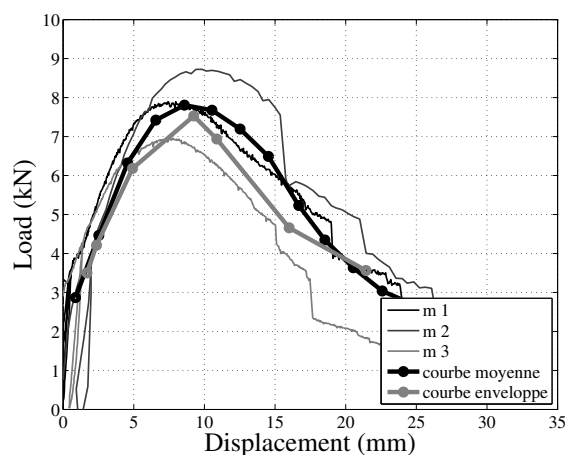
Cette annexe présente les courbes expérimentales des essais sur assemblage. « m » se réfère aux essais monotones.



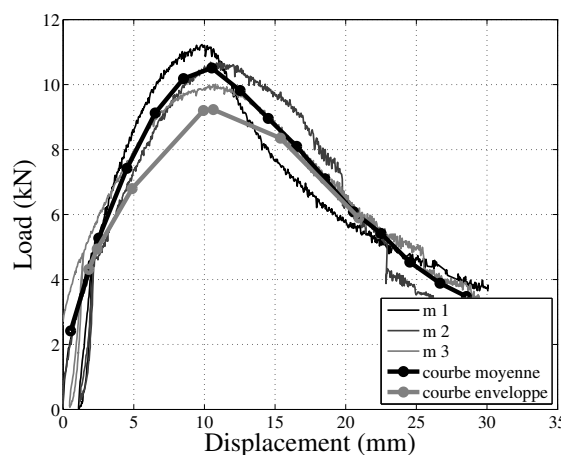
(a) Configuration à 2 clous



(b) Configuration à 4 clous

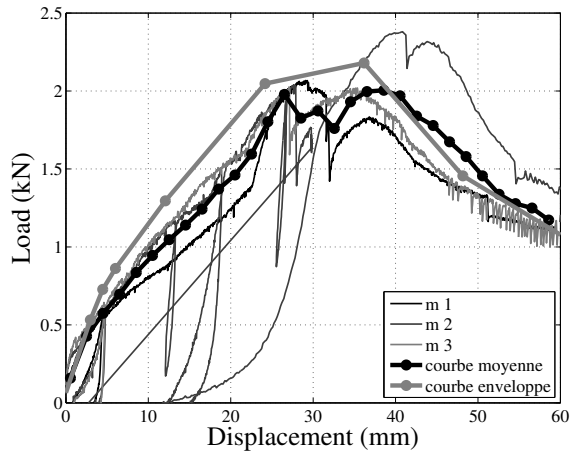


(c) Configuration à 6 clous

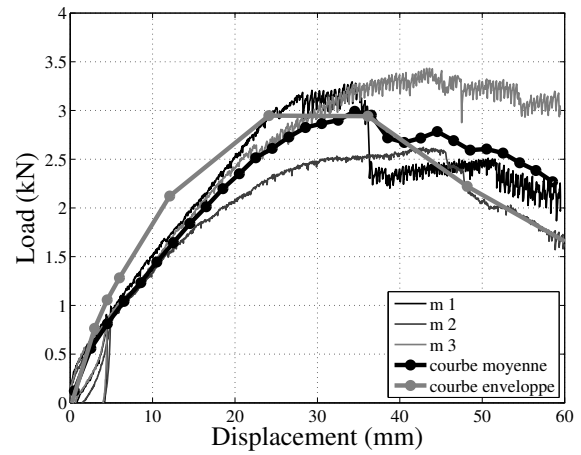


(d) Configuration à 8 clous

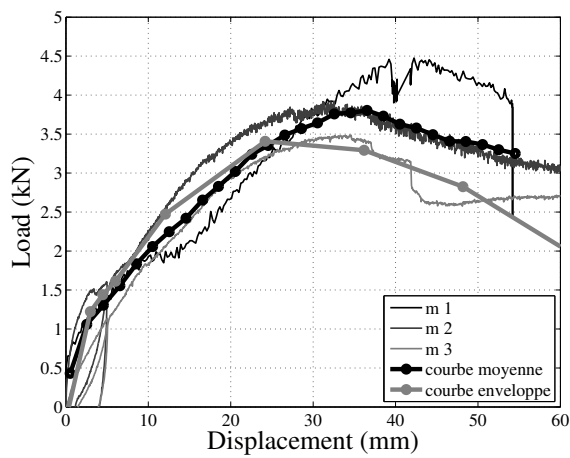
FIGURE A.1 – Influence du nombre de clous – Diagramme Force-Déplacement des essais en traction



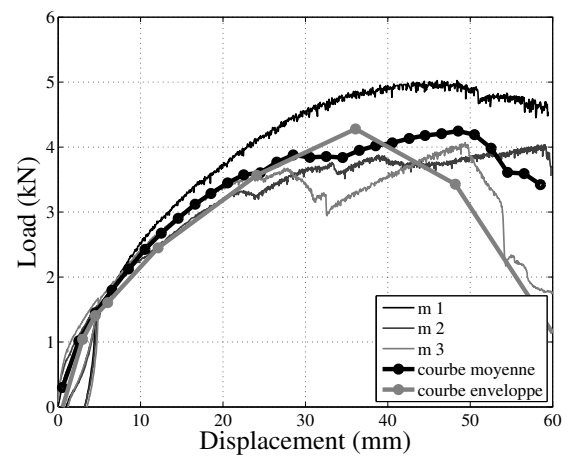
(a) Configuration à 2 clous



(b) Configuration à 4 clous



(c) Configuration à 6 clous



(d) Configuration à 8 clous

FIGURE A.2 – Influence du nombre de clous – Diagramme Force-Déplacement des essais en cisaillement

Annexe B

Échelle 2 : Cellule élémentaire – Courbes expérimentales

Cette annexe présente :

- Le calage du comportement des assemblages de type-1 comportant huit clous et ses paramètres correspondants (fig. B.1 et tab. B.1).
- Les paramètres calés du comportement du macro-élément. Ils ont été calibrés à partir de la réponse prédite de la modélisation détaillée de la cellule élémentaire comportant 8 clous (fig. 6.28 et tab. B.2).

TABLE B.1 – Paramètres positifs et négatifs obtenus à partir du calage de la loi sur le comportement des assemblages de type-1 à 8 clous

(a) Traction				(b) Cisaillement (symétrique)		
K_0	1.0e7	8.0e7	N/m	K_0	6,1e5	N/m
d_y	1.0e-4	-5.0e-6	m	d_y	9,0e-4	m
d_1	1.1e-2	-5.0e-4	m	d_1	4,8e-2	m
F_1	1.1e4	-3.9e4	N	F_1	4,25e3	N
K_1	7.5e4	8.0e6	N/m	K_1	1,0e4	N/m
d_2	2.1e-2	-2.0e-2	m	d_2	6,5e-2	m
F_2	6.0e3	-2.0e4	N	F_2	3,0e3	N
d_u	3.9e-2	-2.5e-2	m	d_u	9,0e-2	m
F_u	1.0e2	-1.0e2	N	F_u	0,5e3	N
C_1	-0.75	-2		C_1	-10	
C_2	-1.0	-1		C_2	-10	
C_3	0.01	-0.1		C_3	0.2	
C_4	0.9	0.5		C_4	0.75	
B_c	0.075	0.1		B_c	0.60	
B_r	1.0	0.1		B_r	5	
η	0.5	0.7		η	0.5	

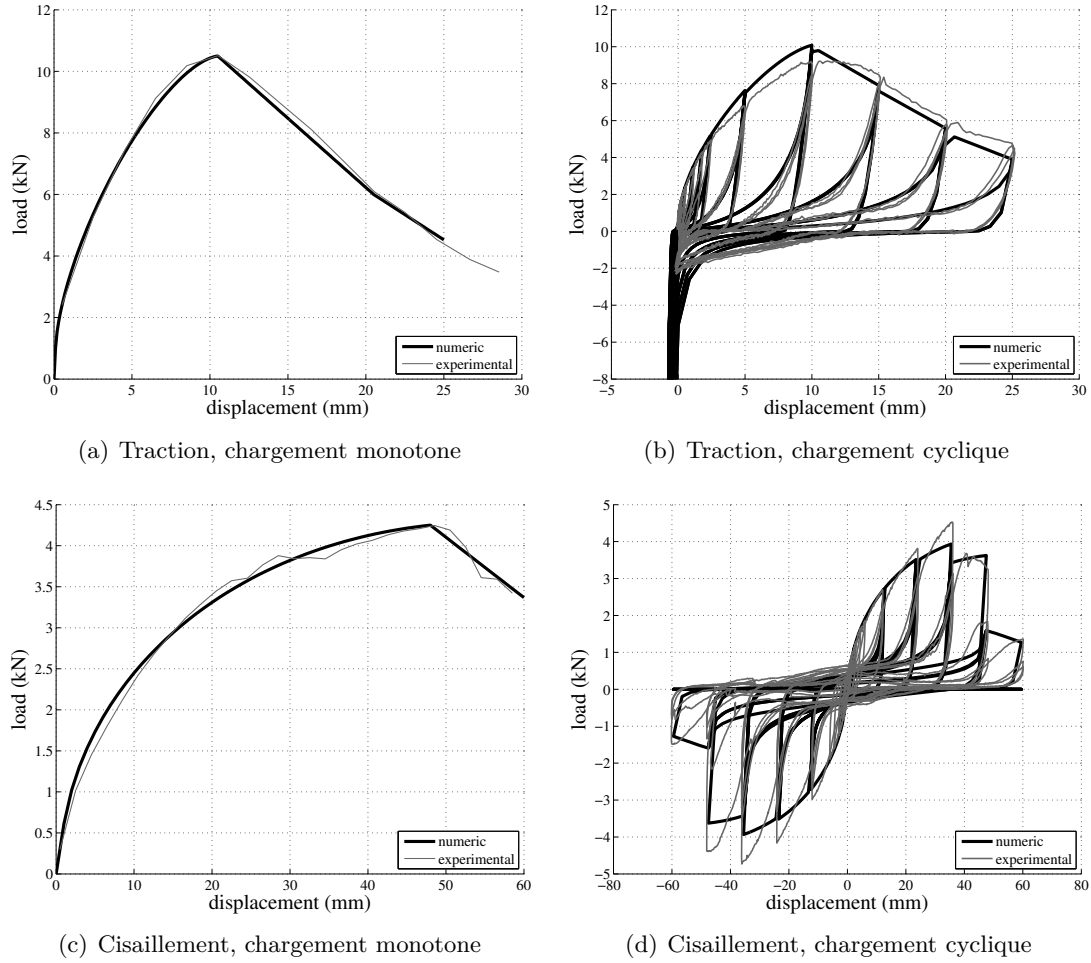


FIGURE B.1 – Calage des paramètres du modèle de Humbert à partir de la courbe moyenne monotone et de la courbe oligocyclique de la réponse des assemblages de type-1 réalisés avec huit clous

TABLE B.2 – Paramètres utilisés pour le calage de la loi de comportement du macro-élément à partir de la réponse prédite du modèle détaillé de la cellule élémentaire (symétrique)

K_0	1,0e7	N/m
d_y	1,0e-4	m
d_1	4,6e-2	m
F_1	1,26e3	N
K_1	1,25e5	N/m
d_2	6,9e-2	m
F_2	3,3e3	N
d_u	7,0e-2	m
F_u	1,0e2	N
C_1	-4	
C_2	-0.1	
C_3	0.2	
C_4	0.75	
B_c	0.175	
B_r	4	
η	0.5	